



UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“DESARROLLO DE UNA HERRAMIENTA DE DISEÑO DE MUROS Y CIMENTACIÓN PARA EL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA”

TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN
DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTORES:

MARÍA BELÉN MOSCOSO ZÚÑIGA
PAÚL XAVIER RIVADENEIRA CHACHA

DIRECTOR:

INGENIERO JORGE MOSCOSO FERNÁNDEZ SALVADOR MSc.

**CUENCA-ECUADOR
2015**



RESUMEN

El presente trabajo se basa en el análisis de construcción de cimentaciones y muros de contención del parqueadero subterráneo del Campus Central de la Universidad de Cuenca, el que se implantará bajo el estadio Universitario, el proyecto se realiza bajo un análisis geotécnico y estructural, el cual se torna prioritario para la mencionada obra, el que presentará tres partes: la primera recopilará información necesaria para la conformación de modelos y hojas de cálculo necesarias; la segunda parte elaborará modelos de cálculo en base a los datos obtenidos en la primera parte; en estos modelos, además de las cargas exteriores, considerará una interacción suelo estructura; finalmente, en la tercera parte, en base a los resultados de los modelos obtenidos, se procederá tanto al diseño de las estructuras de contención como de las de cimentación, incluyendo los planos necesarios con cantidades de obra, especificaciones técnicas y detalles específicos constructivos.

Los datos necesarios para el análisis y modelación del parqueadero subterráneo que se realiza con SAP 2000, se obtienen en base a varios métodos analíticos experimentales realizados por varios autores, las hipótesis planteadas en la modelación se verifican a lo largo del trabajo; las comprobaciones de estabilidad global de talud se realizan mediante el uso del programa GeoStudio 2007 (SLOPE/W).

.PALABRAS CLAVE:

Parqueadero subterráneo, memoria geotécnica, zapatas, muros de contención, asentamientos, factor de seguridad.



ABSTRACT

This paper is based on analysis of construction of foundations and retaining walls for the underground parking lot of the Central Campus of the University of Cuenca, which will be constructed under the University Stadium, the project is to be done under a geotechnical and structural analysis, which becomes a priority for said work and will be presented in three parts: parte one, compile information necessary for the conformation of models and spreadsheets; part two, elaborate calculation models based on the data obtained in the first part, in these models, in addition to the external loads, it will be necessary to consider soil structure interaction; finally, in the third part, based on respondents models obtained, we proceed with the design of containment structures for the laying of foundations, including structures for the laying of foundation, including the necessary, technical specifications and specific constructive details.

The data required for the analysis of modeling of underground parking, performed with SAP 2000 are obtained based on various experimental analytical methods performed by several authors. The hypotheses raised in the modeling are to be verified during the work; checks for the overall slope estability is conducted using the GeoStudio 2007 (SLOPE/W)

KEYWORDS:

Underground parking, geotechnical report, footing, retaining wall, settlements, security factor.



CONTENIDO:

Capítulo I:.....	1
1. INTRODUCCIÓN GENERAL.....	1
1.1. JUSTIFICACIÓN.....	1
1.2. OBJETIVO GENERAL.....	1
1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	1
1.4. ANTECEDENTES	2
Capítulo II:	3
2. RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1. RECONOCIMIENTO DE LOS SUELOS.....	3
2.1.1. GEOLÓGICA: BASADA EN LA EDAD.....	3
2.1.2. GEOTÉCNICA. BASADA EN LA PLASTICIDAD Y EL CONTENIDO EN AGUA. 3	
2.2. PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO	4
2.2.1. CONSISTENCIA Y LÍMITES DE ATTERBERG	5
2.2.2. ÍNDICE DE PLASTICIDAD, IP	5
2.2.3. PESO ESPECÍFICO NATURAL Y DENSIDAD RELATIVA.....	5
2.2.4. PROPIEDADES Y MÓDULOS DINÁMICOS	6
2.2.5. ENSAYO DE PLACA DE CARGA	6
2.2.6. DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE BALASTO A PARTIR DE ECUACIONES	9
2.3. TEORÍA GOERGE GAZETAS.....	11
2.3.1. RESULTADO DEL ANALISIS DE GAZETAS EN CIMENTACIONES	11
.....	11
2.3.2. ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE RIGIDEZ.....	11
2.4. TIPOS DE CARGAS Y COMBINACIONES	13
2.5. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	14
2.5.1. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS	14
2.5.2. ZAPATAS: DEFINICIÓN Y TIPOS.....	15
2.5.3. CARGAS, PRESIONES DE CONTACTO Y DIMENSIONES DE LA ZAPATA	16
2.5.4. DIMENSIONAMIENTO	17



2.5.5.	DISEÑO DE ZAPATAS.....	18
2.6.	MUROS DE CONTENCIÓN	21
2.6.1.	DEFINICIONES Y TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN	21
2.6.2.	PRE DIMENSIONAMIENTO.....	22
2.6.3.	COMPROBACIONES DE DISEÑO	23
2.6.4.	EMPUJES DE TIERRA SOBRE MUROS.....	30
2.7.	LOS SUELOS EN LA NORMA SISMICA	33
2.7.1.	ESPECTRO ELASTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES NEC-11	34
CAPITULO III:		42
3.	CALCULOS Y RESULTADOS	42
3.1.	INTERPRETACION GEOTÉCNICA	42
3.2.	ENSAYOS DE LABORATORIO Y RECONOCIMIENTOS DEL SUELO	42
3.2.1.	RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO.....	42
3.2.2.	RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	44
3.2.3.	DATOS NECESARIOS PARA LA ELABORACIÓN DEL INFORME GEOTÉCNICO	47
3.2.	COEFICIENTES NECESARIOS PARA LA MODELACION EN SAP2000.....	48
3.2.1.	COEFICIENTE DE BALASTO.....	48
3.2.2.	CONSTANTES DE LOS RESORTES.....	49
3.2.3.	INERCIA AGRIETADAS	51
3.2.4.	CARGA SISMICA REACTIVA	52
3.2.5.	ESPECTRO DE DISEÑO.....	52
3.3.	DETALLES DE LA COMPROBACION DE ESTABILIDAD GLOBAL EN GeoStudio 2007 (SLOPE/W)	55
3.4.	DISEÑO DE ZAPATAS Y MUROS DE CONTENCION	56
3.4.1.	DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN	56
3.4.2.	PRESIONES DE TIERRA	57
3.4.3.	COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD Y SEGURIDAD	58
3.4.4.	DISEÑO DE ZAPATAS.....	61
3.4.5.	PRESUPUESTO Y CANTIDADES DE OBRA	62
Capítulo IV:		63
4.	CONCLUSIONES.....	63



Capítulo V:.....	63
5. RECOMENDACIONES.....	63
ANEXOS:	65
ANEXO 1: ENSAYOS DE LABORATORIO	65
ANEXO 2: MEMORIA ÉCNICA DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO	89
2.1. ANTECEDENTES	89
2.2. METODOLOGÍA	89
2.3. ESTUDIO DEL SUELO DE FUNDACIÓN:.....	90
2.3.1. INVESTIGACIÓN DE CAMPO	90
2.4. Ensayos de laboratorio	92
2.5. PERFIL ESTRATIGRAFICO.....	92
2.6. PROPIEDADES INDICE DEL SUELO	93
2.7. ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS	96
2.8. OBSERVACIONES IN-SITU.....	97
2.9. PROPIEDADES DEL SUELO OBTENIDAS MEDIANTE TABLAS.	99
2.10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: OBSERVACIONES IN SITU	99
2.11. ANALISIS DE RESULTADOS DE LA MEMORIA TECNICA.....	99
ANEXO 3: FIGURAS DE DETALLES DEL USO DEL PROGRAMA GeoStudio 2007 (SLOPE/W).....	109
ANEXO4: DETALLE DE ZAPATAS.....	113
ANEXO 5: PLANOS ESTRUCTURALES	114
BIBLIOGRAFÍA:.....	115



LISTA DE FIGURAS:

FIGURA 2.1.2.1 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS.....	4
FIGURA 2.2.1.1 CONSISTENCIAS DEL SUELO EN FUNCIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.....	5
FIGURA 2.2.5.1 ENSAYO DE PLACA DE CARGA	7
FIGURA 2.2.5.2 GRÁFICA DE RESULTADOS DE UN ENSAYO DE PLACA DE CARGA	8
FIGURA 2.3.1.1 PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN LA DINÁMICA DE VIBRACIÓN DE LA CIMENTACIÓN	11
FIGURA 2.5.2.1 TIPOS DE ZAPATAS	15
FIGURA 2.5.3.1 FORMA EN LA QUE EL SUELO EJERCE LA PRESIÓN SOBRE LA ZAPATA.....	16
FIGURA 2.5.3.2 PRESIÓN DE CONTACTO UIFORME EN LA ZAPATA.....	17
FIGURA 2.5.5.1 RELACIONES PARA DETERMINAR LA FORMA DE LA ZAPATA	19
FIGURA 2.5.5.2 MOMENTO ACTUANTE EN LA ZAPATA DE UN MURO	20
FIGURA 2.6.1.1 ELEMENTOS DE UN MURO DE CANTENCIÓN	21
FIGURA 2.6.2.1 PRE DIMENSIONAMIENTO DE UN MURO DE CONTENCIÓN	23
FIGURA 2.6.3.1 TIPOS DE FALLA: ESTABILIDAD EXTERNA E INTERNA	23
FIGURA 2.6.3.2 PROBLEMAS QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO	24
FIGURA 2.6.3.3 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS QUE EVITAN EL DESLIZAMIENTO	25
FIGURA 2.6.4.1 REPOSO: CASO ACTIVO	31
FIGURA 2.6.4.2 REPOSO: CASO PASIVO	31
FIGURA 2.6.4.3 TEORÍA DE RANKINE CASO ACTICO	32
FIGURA 2.6.4.4 TEORÍA DE RANKINE CASO PASIVO	33
FIGURA 3.2.1.1 PLASTICIDAD DE LA MATRIZ DEL MATERIAL EN ESTUDIO.....	43
FIGURA 3.2.5.1 ESPECTRO DE RESPUESTA	55
FIGURA 3.4.1.1 DIMENSIONES DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.....	57
FIGURA 3.4.3.1 ESTABILIDAD GLOBAL DE TALUD CON MURO	60
FIGURA 3.4.3.2 ESTABILIDAD GLOBAL DEL TALUD SIN MURO	61
FIGURA 3.3.3.4.5.1 PARÁMETROS INICIALES PARA USO DE SLOPE/W	109
FIGURA 3.3.3.4.5.2 OPCIÓN DE CONFIGURACIÓN ADVANCED DE SLOPE/W.....	109
FIGURA 3.3.3.4.5.3 OPCIÓN DE CONFIGURACIÓN ADVANCED DE SLOPE/W.....	110
FIGURA 3.4.5.4 ASIGNACIÓN DE MATERIAL EN SLOPE/W	110
FIGURA 3.4.5.5 DEFINICIÓN DE LA LÍNEA PIEZOMÉTRICA EN SLOPE/W.....	110
FIGURA 3.4.5.6 TALUD DE ESTUDIO DEFINIDO EN SLOPE/W	111
FIGURA 3.4.5.7 RANGO DE LA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO.....	111
FIGURA 3.4.5.8 RESULTADO DEL ANÁLISIS EN SLOPE/W	111
FIGURA 3.4.5.9 INFORMACIÓN: DOVELA 1	112
FIGURA 3.4.5.10 INFORMACIÓN: DOVELA 2	112
FIGURA 3.4.5.11 INFORMACIÓN: DOVELA 3	112
FIGURA 3.4.5.12 OPCIÓN PARA VISUALIZAR MÚLTIPLES SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO EN SLOPE/W	113
FIGURA 3.4.5.13 SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO DEL TALUD EN ESTUDIO.....	113
FIGURA 3.4.5.14	113



LISTA DE TABLAS:

TABLA 2.2.6.1 COEFICIENTE DE FORMA DE LA CIMENTACIÓN (Ω) SEGÚN KLEPIKOV	10
TABLA 2.2.6.2 COEFICIENTE DE FORMA DE LA CIMENTACIÓN SEGÚN DIMITROV.....	10
TABLA 2.2.6.3 FACTOR F PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO SEGÚN DIN	10
TABLA 2.3.2.1 FACTORES DE CORRECCIÓN PARA EL CÁLCULO DE LA RIGIDEZ	13
TABLA 2.7.1.1 VALORES DEL FACTOR Z Y ZONIFICACIÓN TERRITORIAL	35
TABLA 2.7.1.2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DEL SUELO	36
TABLA 2.7.1.5 TIPOS DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FA	37
TABLA 2.7.1.3 TIPOS DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FS.....	37
TABLA 2.7.1.4 TIPOS DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FV	37
TABLA 2.7.1.6 TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA	39
TABLA 2.7.1.7 IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	40
TABLA 2.7.1.8 IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA.....	41
TABLA 2.7.1.9 COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA STRUCTURAL R	41
TABLA 3.2.2.1 TABLA DE RESUMEN DE DATOS GEOTÉCNICOS	46
TABLA 3.2.2.2 TABLA DE DATOS USADOS PARA LA MODELACIÓN	46
TABLA 3.2.1.1 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO PARA LAS ZAPATAS DE COLUMNAS.....	48
TABLA 3.2.1.2 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO PARA LA ZAPATA DE MUROS DE CONTENCIÓN	49
TABLA 3.2.5.1 ABSCISAS Y ORDENADAS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.....	54
TABLA 3.4.4.1 LISTADO DE ZAPATAS	61
TABLA 3.4.4.2 VERIFICACIÓN DE TIPO DE ZAPATA	62
TABLA 3.4.5.1 PRESUPUESTO Y CANTIDADES DE OBRA	62



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, María Belén Moscoso Zúñiga autora de la tesis **“DESARROLLO DE UNA HERRAMIENTA DE DISEÑO DE MUROS Y CIMENTACIÓN PARA EL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA”**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, 30 de marzo del 2015

María Belén Moscoso Zúñiga
C.I: 0105306682

MARÍA BELÉN MOSCOSO ZÚÑIGA
PAÚL XAVIER RIVADENEIRA CHACHA

MARÍA BELÉN MOSCOSO ZÚÑIGA
PAÚL XAVIER RIVADENEIRA CHACHA

UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, Paúl Xavier Rivadeneira Chacha autor de la tesis **“DESARROLLO DE UNA HERRAMIENTA DE DISEÑO DE MUROS Y CIMENTACIÓN PARA EL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA”**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 30 de marzo del 2015

Paúl Xavier Rivadeneira Chacha
C.I: 1400478234

MARÍA BELÉN MOSCOSO ZÚÑIGA
PAÚL XAVIER RIVADENEIRA CHACHA

MARÍA BELÉN MOSCOSO ZÚÑIGA
PAÚL XAVIER RIVADENEIRA CHACHA

UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, María Belén Moscoso Zúñiga autora de la tesis **“DESARROLLO DE UNA HERRAMIENTA DE DISEÑO DE MUROS Y CIMENTACIÓN PARA EL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA”**, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Artículo 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este el requisito para la obtención de mi título universitario de Ingeniera Civil. El uso de la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autora.

Cuenca, 30 de marzo del 2015

María Belén Moscoso Zúñiga
C.I: 0105306682

MARÍA BELÉN MOSCOSO ZÚÑIGA
PAÚL XAVIER RIVADENEIRA CHACHA

MARÍA BELÉN MOSCOSO ZÚÑIGA
PAÚL XAVIER RIVADENEIRA CHACHA

UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, Paúl Xavier Rivadeneira Chacha autor de la tesis **“DESARROLLO DE UNA HERRAMIENTA DE DISEÑO DE MUROS Y CIMENTACIÓN PARA EL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA”**, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Artículo 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este el requisito para la obtención de mi título universitario de Ingeniero Civil. El uso de la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 30 de marzo del 2015

Paúl Xavier Rivadeneira Chacha
C.I: 1400478234

MARÍA BELÉN MOSCOSO ZÚÑIGA
PAÚL XAVIER RIVADENEIRA CHACHA

MARÍA BELÉN MOSCOSO ZÚÑIGA
PAÚL XAVIER RIVADENEIRA CHACHA



DEDICATORIAS

Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme haber llegado hasta este momento maravilloso de mi vida profesional. A las personas más importantes en mi vida, Ramón y Laura, por ser los pilares fundamentales y por demostrarme siempre su confianza, cariño, paciencia y apoyo incondicional sin importar nuestras diferencias de opiniones. A mi novia Melissa, quien me apoyo y alentó para continuar, cuando parecía que me iba a rendir. A Mónica, porque te quiero infinitamente hermanita. A mi compañera y amiga Belén, por el equipo formado para llegar a cumplir esta gran meta.

Paúl Rivadeneira

Dedico este trabajo principalmente a mi familia por el apoyo incondicional que me brindaron para poder llegar hasta este momento tan importante en mi vida profesional. A mis padres Fabián y María Eugenia por ser un pilar fundamental en mi vida y por haberme inculcado los hábitos y valores que han sido de importancia para lograr los objetivos que me he planteado en la vida. A mis hermanos Rina y Mateo quienes han estado en los buenos y malos momentos, pero sobretodo me contagia de su entusiasmo y alegría. A mi novio Esteban quien me alienta a continuar frente a las adversidades de la vida y quien está dispuesto a escucharme y ayudarme en cualquier momento.

Belén Moscoso



AGRADECIMIENTOS

A mis familiares y amigos, por estar siempre ahí con su apoyo incondicional durante toda mi vida.

A la Facultad de Ingeniería de la UNIVERSIDAD DE CUENCA por darme la oportunidad de estudiar y ser un profesional.

A mi director de tesis, Ing. Jorge Moscoso por su esfuerzo y dedicación, quien con sus conocimientos, su experiencia, su paciencia y su motivación ha logrado en mí que pueda terminar mis estudios con éxito.

También me gustaría agradecer a mis profesores durante toda mi carrera profesional porque todos han aportado con un granito de arena a mi formación.

Paúl Rivadeneira

A mis familiares y amigos por el apoyo incondicional a lo largo de toda mi vida.

A mi compañero y amigo Paúl, porque sin el excelente equipo que formamos no habiéramos logrado nuestros objetivos.

Al Ingeniero Jorge Moscoso, director de tesis, por su guía y por habernos impartido sus conocimientos para el bien de este trabajo.

Belén Moscoso



Capítulo I:

1. INTRODUCCIÓN GENERAL

1.1. JUSTIFICACIÓN

El presente trabajo se basa en el análisis de construcción de cimentaciones y muros de contención del parqueadero subterráneo del Campus Central de la Universidad de Cuenca, el que se implantará bajo el estadio Universitario, el proyecto se realiza bajo la respuesta al déficit de plazas de estacionamiento que sufre actualmente el Campus Universitario, dicho problema se mitigará creando un parqueadero compuesto por dos plantas, el cual enriquecerá la comodidad tanto para estudiantes, docentes y personal administrativo de la Universidad.

El proyecto el que se basa en un análisis geotécnico y estructural, el cual se torna prioritario para la mencionada obra, el que presentará tres partes: la primera recopilará información necesaria para la conformación de modelos y hojas de cálculo necesarias; la segunda parte elaborará modelos de cálculo en base a los datos obtenidos en la primera parte; en estos modelos, además de las cargas exteriores, considerará una interacción suelo estructura; finalmente, en la tercera parte, en base a los resultados de los modelos obtenidos, se procederá tanto al diseño de las estructuras de contención como de las de cimentación, incluyendo los planos necesarios con cantidades de obra, especificaciones técnicas y detalles específicos constructivos.

La elaboración de los modelos nos permitirá obtener datos muy aproximados, sobre los esfuerzos con los que está sometida la cimentación y las estructuras de contención; dichos modelos se realizarán en SAP y las herramientas de cálculo en EXCEL.

El diseño se realizó en base a hojas de cálculos que consideren los aspectos geotécnicos y estructurales, más importantes. Con este diseño se puede apreciar la magnitud y costo del proyecto, que garantizará seguridad, funcionalidad y comodidad.

1.2. OBJETIVO GENERAL

Desarrollar un modelo para el diseño de la cimentación y los muros de contención de la propuesta del parqueadero subterráneo para el campus central de la Universidad de Cuenca.

1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Aplicación de la teoría de Gazetas para el análisis de la interacción suelo-estructura y elaboración de herramientas de cálculo necesarias para el diseño de la cimentación y los muros de contención del parqueadero.



- Ejecución de ensayos necesarios para la validación de los datos geotécnicos existentes.
- Validación de la cimentación y las estructuras de contención del proyecto inicial.
- Elaboración de planos para la construcción de la cimentación y las estructuras de contención, con las cantidades de obra, especificaciones técnicas y detalles constructivos.

1.4. ANTECEDENTES

Los efectos que causan los sismos en estructuras como presas, puentes, muros de contención, etc. Constituyen unos de los aspectos que involucran por su condición de interacción suelo-estructura, disciplinas tan diversas como el Análisis Estructural, la Mecánica de Suelos y la Ingeniería Sísmica.

Mientras que el Análisis Estructural tiene unas leyes de comportamiento conocidas, para los materiales usuales en este tipo de estructuras como el hormigón armado, otros aspectos como la interacción Suelo-Estructura y el Análisis Sísmico son menos conocidos. La respuesta de estructuras sometidas a la acción de los sismos o a cargas dinámicas está condicionada por la aparición de los fenómenos de interacción suelo-estructura.

Una estructura cimentada sobre un depósito de suelo, hace que la cimentación no siga las deformaciones del terreno y por tanto el movimiento de la base de la estructura se aparta del movimiento en campo libre. Por otro lado, la respuesta de la estructura induce una deformación en el suelo que la soporta. Este proceso, en el que la respuesta el suelo influencia el movimiento de la estructura y la respuesta de la estructura influencia el movimiento del suelo, se denomina interacción suelo-estructura.

La zona donde se contemplará la construcción de la obra presenta un subsuelo conformado por un depósito fluvio-glaciar (conglomerado), cabe recalcar que el nivel freático no se encontró en las calicatas realizadas, los datos geotécnicos obtenidos tanto por observación In-situ como por ensayos de laboratorio realizadas a las muestras alteradas extraídas, compararon con datos obtenidos por distintos proyectos aledaños a la zona del proyecto.

El parqueadero constará de 2 bloques, los que se analizaron en SAP2000 las suposiciones iniciales en la modelación fueron corroborados con los resultados finales. Las zapatas para el proyecto se proponen varios tipos de zapatas aisladas



y combinadas, las que difieren en geometría dependiendo la carga a la que estén sometidas; las zapatas estarán unidas por vigas de cimentación. El análisis y diseño de vigas y columnas no se incluye en este trabajo.

El análisis del proyecto se basa en cargas muertas, vivas y sísmicas de acuerdo con el ACI y NEC-11, se realizará una revisión de la cimentación y muros de contención referente a conceptos geotécnicos básicos como son la capacidad de carga última y carga admisible del suelo, presiones de contacto, asentamientos y comprobación de factores de seguridad.

Capítulo II:

2. RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA

El análisis del proyecto detallado en el capítulo anterior se hará con respecto a la teoría y factores importantes que se detallan a continuación, lo que se complementará con cálculos y análisis realizados que se presentarán en los siguientes capítulos.

2.1. RECONOCIMIENTO DE LOS SUELOS

En los siguientes apartados se analizarán las diferentes técnicas de reconocimientos de los suelos encaminadas principalmente a definir una serie de parámetros que se pueden relacionar con varias propiedades de los suelos (módulos de deformabilidad, densidad relativa, grado de consolidación, consistencia y rigidez, etc). El objetivo final es establecer la clasificación del suelo.

Se ha distinguido entre métodos de laboratorio y los métodos de campo diferenciándose en estos últimos entre ensayos que suponen baja deformación y los que implican altas deformaciones

2.1.1. GEOLÓGICA: BASADA EN LA EDAD.

En función de la edad geológica del material, se produce mayor o menor amplificación. Estudios realizados determinaron que la amplificación era mayor para depósitos recientes de edad Cuaternaria y que disminuía para depósitos más antiguos. La amplificación de los suelos Cuaternarios es mayor a baja frecuencia y menor a alta frecuencia. En definitiva, los efectos locales se producen en terrenos jóvenes. Esta información es relevante porque en el test de aplicación en suelos de la ciudad de Barcelona se trabaja con suelos de edad Cuaternaria.

2.1.2. GEOTÉCNICA. BASADA EN LA PLASTICIDAD Y EL CONTENIDO EN AGUA.

La clasificación geotécnica representa los suelos mediante un diagrama donde se grafican el índice de plasticidad, IP, versus el límite líquido de la fracción más fina de los suelos (arcillas, limos y suelos orgánicos). El índice de plasticidad, IP.

Los suelos toman el nombre de la inicial de la nomenclatura inglesa correspondiente, es decir, las arcillas o clays se nombran con la inicial C, los suelos orgánicos (organic soils) se conocen con la inicial O y son aquellos suelos que tienen aproximadamente más de un 20 % de material orgánico. Los limos (silt) se conocen especialmente con la inicial M.

Para realizar esta clasificación se distinguen dos líneas límite: la línea A y la línea B (Figura) La línea A separa suelos arcillosos (C) de los suelos no arcillosos (limos M o suelos orgánicos O) y tiene por ecuación:

$$IP = (0.73 * LL) - 20$$

Así, por encima de esta línea siempre se sitúan iniciales C y por debajo de esta línea iniciales M y O. La línea B es vertical y separa materiales de alto límite líquido, $LL > 50\%$, y de bajo límite líquido, $LL < 50\%$. Tiene por ecuación:

$$LL = 50$$

Se distinguen así suelos H de la palabra inglesa High y suelos L de la palabra inglesa Low. De esta forma se realizan las combinaciones entre tipo de suelo (C, M, O) y consistencia (límite líquido alto o bajo) obteniéndose suelos CH y CL que representan puntos por encima de la línea A o suelos OH, OL, MH y ML corresponden a puntos por debajo. Existe una franja situada entre los valores de IP 4 y 7, pero por encima de la línea A, en la cual se sitúan, sin distinción, suelos CL y ML.

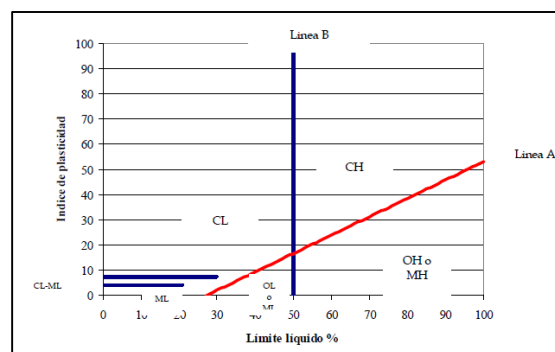


Figura 2.1.2.1 Clasificación de los Suelos

2.2. PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO

La amplificación del movimiento en el suelo está determinada por las propiedades dinámicas del suelo. Entre éstas, la rigidez del suelo y el amortiguamiento son las propiedades claves para el estudio de la respuesta de sitio. Una buena aproximación a la rigidez del suelo se obtiene a partir del módulo de corte G que se calcula por medio de la velocidad de las ondas sísmicas. La razón de amortiguamiento, ξ , muestra la capacidad que tiene el suelo para disipar la energía. Otras propiedades dinámicas son la densidad ρ y el índice de Poisson ν , pero éstas tienen menor influencia.

Para el estrato de suelo donde se desea implantar la obra debe indicarse, al menos, su potencia, densidad y velocidad de las ondas sísmicas de cizalla. Información adicional sería el tipo de material, edad geológica, consistencia, límites de Atterberg, índice de plasticidad, humedad y profundidad del nivel freático, entre otros.

2.2.1. CONSISTENCIA Y LÍMITES DE ATTERBERG

En geotecnia se dividen los suelos en función del contenido de humedad que se representa mediante los límites de Atterberg: límite de retracción, límite plástico y límite líquido. Estos valores separan las diferentes consistencias o apariencias del suelo. Así, distinguimos entre consistencia dura o sólida, consistencia friable (desmenuzable fácilmente) o semisólida, consistencia plástica y consistencia viscosa o fluida. El contenido de humedad y los límites de Atterberg se expresan en % de agua en peso de suelo seco.

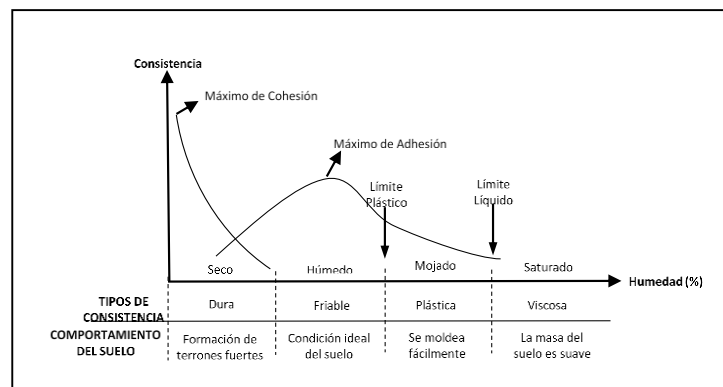


Figura 2.2.1.1 Consistencias del suelo en función del contenido de humedad

2.2.2. ÍNDICE DE PLASTICIDAD, IP

Es un parámetro clave en estudios de respuesta sísmica ya que influye de forma notable en las propiedades dinámicas de los suelos, se define índice de plasticidad como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, es decir:

$$IP = LL - LP$$

Donde:

LL=Límite Líquido (%)

LP=Límite Plástico (%)

2.2.3. PESO ESPECÍFICO NATURAL Y DENSIDAD RELATIVA

El peso específico natural es la relación entre el peso total y el volumen total del suelo, es decir:

$$\rho = \frac{W_T}{V_T}$$

Se expresa en kN/m³.

A partir del índice de poros se define la densidad relativa Dr como:

$$\gamma = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$



Donde e_{max} , el índice de poros máximo que corresponde al estado más suelto del suelo y e_{min} y el índice de poros mínimo corresponde al estado más compacto del mismo, e es el índice de poros determinado del suelo. Para determinar el índice de poros máximo se introduce el suelo, previamente secado al horno, a volteo en un recipiente de volumen conocido. Para determinar el índice de poros mínimo se introduce el suelo seco en el mismo recipiente pero por capas.

2.2.4. PROPIEDADES Y MÓDULOS DINÁMICOS

Las propiedades dinámicas más importantes son el módulo de corte G y la razón de amortiguamiento ξ . El módulo de corte se define como la relación entre la tensión y la deformación de corte en un punto.

Para calcular el módulo de cortante del suelo se tiene la siguiente expresión:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del suelo

ν = Coeficiente de Poisson

Otra expresión con la que también se puede calcular el módulo de cortante es:

$$G = \rho * V_s^2$$

Donde:

P =Peso específico del suelo (kg/m^3)

V_s =Velocidad de ondas sísmicas de cizalla (m/s)

El uso de la velocidad de las ondas sísmicas S es uno de los medios más utilizados para medir *in situ* G , aunque este método presenta limitaciones. Por ejemplo, en zonas donde las condiciones de esfuerzo son anisótropas la interpretación de la velocidad de las ondas sísmicas debe realizarse con cuidado porque la anisotropía puede causar variaciones en la velocidad de las ondas sísmicas de cizalla variando su dirección. En estos casos, G se puede estimar a partir de los datos obtenidos en ensayos de laboratorio.

2.2.5. ENSAYO DE PLACA DE CARGA

El objetivo del ensayo *in situ* de placa de carga es determinar el Coeficiente de Balasto o Módulo de Reacción del Suelo, el Módulo de Elasticidad del Suelo con el que se establece el hundimiento del estrato debido a deformaciones estáticas del mismo, capacidad de carga del suelo, entre otros.

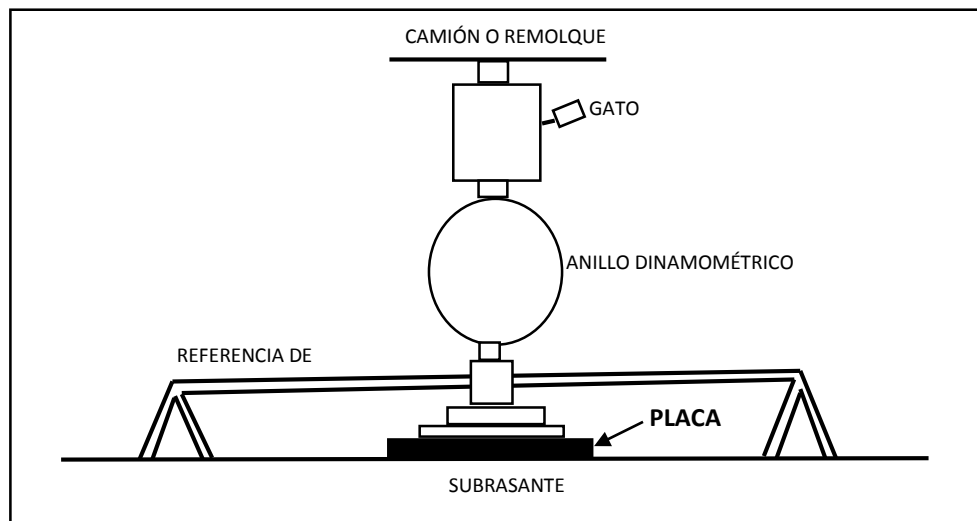


Figura 2.2.5.1 Ensayo de Placa de Carga

2.2.5.1. DISPOSITIVO PARA EL ENSAYO

El procedimiento general para este ensayo es:

- Preparar la superficie del terreno, de tal manera que se garantice una superficie continua de apoyo.
- Instalar la placa metálica con la cual se transmitirá la carga al suelo; ésta puede ser cuadrada o circular de 30 cm, 60 cm o 72.6 cm de lado o diámetro.
- Montar el gato hidráulico y extensómetros o elementos para medir las deformaciones del terreno. Se debe garantizar el contacto del gato con el elemento de reacción.
- Inicializar los instrumentos de lectura en cero, y aplicar la carga a velocidad constante. Existen varias opciones sobre el procedimiento de aplicación de carga, por ejemplo, es posible efectuar varios ciclos de carga antes de llevar el suelo a la falla, o si se hace en el sitio donde se fundirá la cimentación se lleva hasta 1.25 veces la carga de trabajo.
- Graficar los resultados y llevar a cabo los cálculos, tal como se indica en la figura.

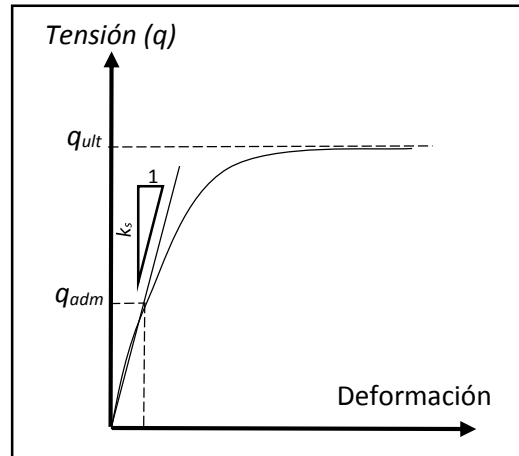


Figura 2.2.5.2 Gráfica de resultados de un ensayo de placa de carga

2.2.5.2. CURVA DE TENSION DEFORMACION DEL ENSAYO DE PLACA Y CÁLCULO DEL k_s

El k_s calculado de este ensayo normalmente lleva un subíndice relacionado con el tamaño de la placa, si se hace con una placa de 30 cm el módulo de reacción de la subrasante se denotará como k_{s30} .

De este ensayo resulta obvio que los resultados se ven afectados por el tamaño de la placa, puesto que si lo analizamos desde el punto de vista elástico el volumen de suelo involucrado o afectado en el ensayo depende del área de contacto, relación que se puede expresar numéricamente a través de la solución de Boussinesq, quien resolvió el efecto de para cargas externas en el suelo.

Para corregir esta situación se propone lo siguiente:

- Calcular el k_{s30} obtenido del ensayo de placa de carga.
- Calcular el k_s real de acuerdo con el tipo de suelo así:
Para cimentaciones cuadradas y suelos granulares:

$$k_s = k_{s30} \left(\frac{b + 0.3}{2b} \right)^2$$

Donde:

b = Ancho equivalente, en m, estimado como se indica más adelante.

Para cimentaciones rectangulares:

$$k_{s \text{ Rectangular}} = \frac{2}{3} k_{s \text{ Cuadrado}} \left(\frac{1 + b}{2l} \right)$$

Donde:

b y l = Dimensiones de la cimentación, siendo l el lado mayor.

- Estimar el ancho equivalente b , este depende de la rigidez de la estructura y de la cimentación. En el caso de losas se puede tomar la luz media entre columnas, ya que tomar el ancho total de la losa conduciría a valores



demasiado bajos del coeficiente de reacción. En el caso de zapatas aisladas está bien tomar el ancho de la zapata.

2.2.6. DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE BALASTO A PARTIR DE ECUACIONES

El módulo de balasto es una magnitud asociada a la rigidez del terreno. Su interés práctico se encuentra sobre todo en el diseño de cimentaciones ya que permite conocer el asentamiento de una edificación en el terreno, así como la distribución de esfuerzos en ciertos elementos de cimentación. Se mide aplicando una carga vertical sobre una superficie y midiendo el hundimiento o desplazamiento a partir de la carga aplicada.

$$k = \frac{F}{\delta * A}$$

Donde:

F = es la fuerza vertical aplicada,

A = el área de la superficie en contacto con el terreno donde se está aplicando la fuerza,

Δ = es la distancia vertical de hundimiento lograda.

Obviamente la definición anterior sólo es válida para un cierto rango de presiones, ya que una vez aparecen fenómenos de fluencia o plasticidad la fuerza deja de ser proporcional al hundimiento y por tanto la relación fuerza-hundimiento no es una relación lineal y no tiene sentido hablar de un módulo constante.

Es posible determinar el coeficiente de balasto de suelo a partir de parámetros característicos de suelo como son el módulo de elasticidad (E_s) y el coeficiente de Poisson (ν), en conjunto con las dimensiones que posee la cimentación

- En la expresión que propone VESIC además de los parámetros del terreno usa tan solo el ancho (b) de la cimentación.

$$k = \frac{E_s}{b(1 - \nu^2)}$$

- La expresión de KLEPIKOV a diferencia de la anterior usa el área de la base de la cimentación (A), además un coeficiente de forma de la cimentación (ω) que se utiliza para zapatas o losas, el que se puede obtener de la tabla en función del largo (L) y ancho (b) de la cimentación.



$$k = \frac{E_s}{\omega A^2 (1 - \nu^2)}$$

L/b	1	1.5	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ω	0.88	0.87	0.86	0.83	0.8	0.77	0.74	0.73	0.71	0.69	0.67

Tabla 2.2.6.1 Coeficiente de forma de la cimentación (ω) según KLEPIKOV

- Según DE BEER, la siguiente expresión es válida para una cimentación rectangular donde $a > b$ y rigidez suficiente para la distribución uniforme de presiones

$$k = 1.33 \frac{E_s}{\sqrt[3]{ab^2}}$$

- Según DIMITROV, en la expresión que se muestra a continuación ρ es coeficiente de forma de la cimentación rectangular el que se muestra en la tabla:

$$k = \rho \frac{E_s}{b(1 - \mu^2)}$$

a/b	1	1.5	2	3	5	10	20	30	50
ρ	1.05	0.87	0.78	0.66	0.54	0.45	0.39	0.33	0.3

Tabla 2.2.6.2 Coeficiente de forma de la cimentación según DIMITROV

- Según DIN, en esta ecuación f es la función que depende de las relaciones a/b y z/b , donde z es el espesor de la capa de terreno efectivo, tomando como valor de $z=2*b$ si el espesor efectivo supera $2*b$, para los valores de f se toma como referencia la tabla.

$$k = \frac{E_s}{b * f}$$

a/b \ z/b	1	1.5	2	3	5	10	20
0.2	0.2	0.18	0.18	0.19	0.19	0.19	0.19
0.4	0.29	0.31	0.32	0.33	0.33	0.34	0.34
0.6	0.37	0.4	0.42	0.44	0.45	0.46	0.46
0.8	0.44	0.47	0.5	0.53	0.56	0.57	0.57
1	0.49	0.53	0.57	0.61	0.64	0.67	0.67
1.5	0.58	0.65	0.7	0.75	0.81	0.86	0.87
2	0.64	0.72	0.78	0.85	0.93	1	1.03
3	0.7	0.82	0.89	0.99	1.09	1.2	1.25
5	0.76	0.9	1	1.13	1.27	1.43	1.54
7	0.79	0.94	1.01	1.2	1.37	1.55	1.68
10	0.81	0.97	1.09	1.26	1.45	1.68	1.85
20	0.82	0.98	1.12	1.32	1.57	1.89	2.12

Tabla 2.2.6.3 Factor f para el cálculo del coeficiente de balasto según DIN

2.3. TEORÍA GOERGE GAZETAS

La teoría se basa en la respuesta del análisis dinámico de la cimentación sujeto a cargas. Algunos parámetros que se toman en cuenta para el análisis de la respuesta estructural dependen del perfil y la geometría de la cimentación.

El principal objetivo en el diseño de estructuras de cimentación es limitar los movimientos, con lo que se considera el análisis de la respuesta de la cimentación frente a cargas dinámicas, este análisis se efectúa mediante ensayos in situ y de laboratorio los que proporcionan parámetros

2.3.1. RESULTADO DEL ANALISIS DE GAZETAS EN CIMENTACIONES

Las ecuaciones postuladas por George Gazetas, son una amplia compilación de resultados numéricos, para las predicciones del comportamiento dinámico de una cimentación, este análisis es de gran importancia en cálculos preliminares al diseño, ya que la información que se obtiene es sobre la mecánica de las vibraciones de la cimentación.

Los parámetros adimensionales que influyen en la dinámica de vibración de la cimentación se definen a continuación, siendo los parámetros de relación los que se observan en la figura:

- Relación H/B , siendo H el espesor de la capa superior de suelo y B la mitad del ancho de la cimentación.
- La relación de empotramiento D/B , donde D es la profundidad de cimentación.
- La relación de forma del plano de cimentación L/B , así mismo L es la mitad del largo de la cimentación.
- El factor de frecuencia el que depende de la velocidad de onda (V_s).
- La relación de Poisson de la capa de suelo.
- La relación de amortiguamiento crítico (a_0)
- Módulo de Young.

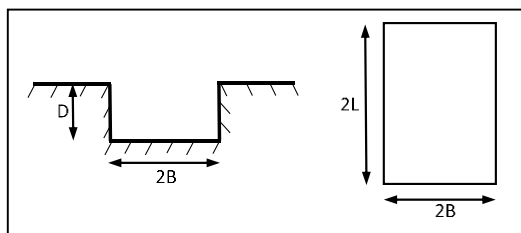


Figura 2.3.1.1 Parámetros que influyen en la dinámica de vibración de la cimentación

2.3.2. ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE RIGIDEZ

Para una Cimentación rígida rectangular, las ecuaciones de rigidez en x , y , z son las siguientes:



$$K_x = \frac{8GR_o}{2-\nu}J_x$$

$$K_y = \frac{8GR_o}{2-\nu}J_y$$

$$K_z = K_v = \frac{4GR_o}{1-\nu}J_v$$

G=Módulo de cortante del suelo (Kg*s/m)

Ro=Radio equivalente (m)

ν =Módulo de Poisson

Jv=Factor de corrección de la relación L/B

L=Mitad del largo de la cimentación (m)

B=Mitad del ancho de la cimentación (m)

La rigidez estática de una cimentación rectangular se puede aproximar con la rigidez correspondiente a una cimentación circular equivalente; para trasladar las direcciones principales (x,y,z) en base a la igualación de áreas de las superficies de contacto, se obtiene el radio Ro de la base circular equivalente, cuya expresión se presenta a continuación:

$$Ro = \sqrt{\frac{2B * 2L}{\pi}}$$

Donde:

2B=Ancho de la cimentación (m)

2L=Largo de la cimentación (m)

Los resultados de los estudios recientes, han confirmado que el comportamiento estático de cimentaciones rectangulares y circulares son similares, la tabla es una síntesis de los resultados de varias investigaciones, se puede observar la discrepancia en los valores de las funciones de corrección, los que han sido calculados a partir de varios resultados obtenidos por diferentes autores, estas discrepancias se deben al comportamiento de la interfaz entre el suelo y la base de la cimentación o a diferentes esquemas de solución numérica usada por cada autor. Sin embargo, se observa que la diferencia entre las magnitudes de los valores de la tabla es muy pequeña, Gazetas recomienda usar la media de los valores presentados para cada relación.



CORRECCIÓN DE LOS FACTORES									
L/B	Jx		Jy		Jv				
	Barkan	Dominguez	Barkan	Dominguez	Gorbunov - Posadov	Barkan	Savidis	Dominguez	
								Adhesivo	Liso
1	0.993	1.035	0.993	1.035	1.023	0.953	0.944	1.052	1.081
2	0.983	1.044	1.008	1.105	1.025	0.975	0.973	1.063	1.13
4	1.000	1.085	-	1.221	1.108	1.077	1.072	1.107	1.196
6	1.055	-	-	-	1.197	1.152	-	-	-
8	1.132	-	-	-	1.266	1.196	1.2	-	-
10	1.191	-	-	-	1.313	1.25	-	-	-
20	-	-	-	-	1.572	-	-	-	-

Tabla 2.3.2.1 Factores de corrección para el cálculo de la rigidez

A partir de la tabla se tienen las siguientes conclusiones:

- Para relaciones de aspecto, L / B , de hasta 8, la cimentación circulares equivalente, producen rigideces que se encuentran dentro del 30% de la rigidez correspondiente de la real de la cimentación rectangular. Esto resultado no corresponde a un gran error.
- Para relaciones de aspecto, L / B , a menos de 4, el equivalente de la rigidez están se acerca en gran proporción con el que se requiere. Típicamente, el error está dentro del 10% y, por lo tanto, es insignificante para todos los propósitos prácticos.

En conclusión, con la ayuda de las fórmulas de la tabla el comportamiento dinámico de cimentaciones rectangulares con esencialmente cualquier relación de aspecto puede ser obtenido. Para mayores valores de L/B , las rigideces estáticas de la tabla pueden ser utilizadas en los coeficientes dinámicos de una cimentación en tira de igual ancho.

2.4. TIPOS DE CARGAS Y COMBINACIONES

En base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el diseño estructural se consideran los siguientes tipos de cargas:

- Cargas permanentes (Carga Muerta).
Son las que están constituidas por elementos estructurales o elementos que a lo largo de la vida funcional de la estructura no variara, se denota como D .
- Sobrecargas de uso (Carga Viva)
Dependen de la función ocupacional de la estructura y dependiendo de esto asumirá un valor, se simboliza como L .
- Cargas por Sismo
Es referente a la sobrecarga que se puede producir con un evento sísmico.



Las estructuras, componentes y cimentaciones de una estructura, deben ser diseñadas de tal modo que igualen o excedan los efectos de las combinaciones de carga incrementadas, las combinaciones básicas de carga utilizando el diseño por resistencia son:

1. $1.4 D$
2. $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$
4. $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
6. $0.9 D + 1.0 W$
7. $0.9 D + 1.0 E$

En donde:

D= Carga muerta

E= Carga sísmica

F= Carga de fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas

F_a= Carga de inundación

H= Carga por la presión lateral de suelo, presión de agua en el suelo, o presión de materiales a granel

L= Sobrecarga

L_r= Sobrecarga de cubierta

R= Carga de lluvia

S= Carga de granizo

T= Cargas por efectos acumulados de variación de temperatura, fluido plástico, retracción y asentamiento diferencial

W= Carga de viento

2.5. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

La cimentación es la parte interior de la estructura de un proyecto, cuyo propósito es transmitir las cargas a los estratos de suelo sin causar sobre esfuerzos.

La definición de cimentaciones superficiales se aplica cuando la profundidad de cimentación puede ser hasta dos veces el ancho menor del cimiento ($D \leq 2B$). Algunos tipos de cimentaciones superficiales son vigas, zapatas y losas.

2.5.1. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS

Para un adecuado diseño de la cimentación es necesario realizar una inspección de campo para constatar la geología del área de estudio, obtener tanto, muestras alteradas e inalteradas para realizar ensayos de laboratorio y determinar los factores geo mecánicos para un diseño adecuado.

El objetivo de la investigación in situ es determinar los parámetros y las propiedades que definen al terreno que son necesarios para el diseño y la construcción de la cimentación.

Otro factor de suma importancia la descripción geológica del área donde se va a implantar la obra, la información se obtiene del mapa geológico, dicho mapa indica que la zona de estudio pertenece a determinada formación geológica, lo que podemos corroborar con la investigación de campo realizada con anterioridad.

2.5.2. ZAPATAS: DEFINICIÓN Y TIPOS

Dependiendo las características estructurales del proyecto se necesitaran diferentes tipos de zapatas, estas pueden ser para muros o para columnas, las primeras son concreto reforzado un poco más anchas que el muro y las segundas generalmente son cuadradas, algunos de estos tipos se muestran en la Figura 2.5.1:

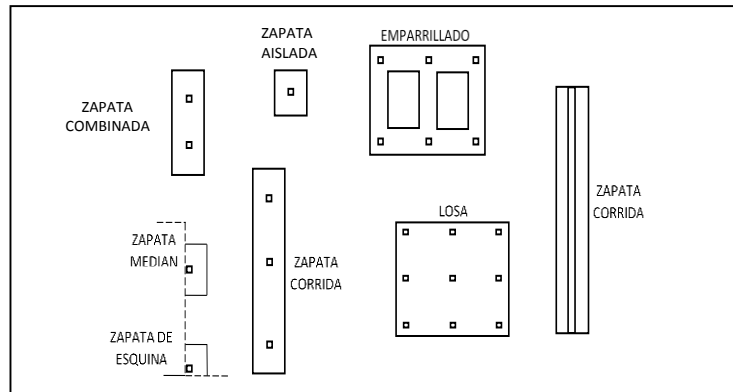


Figura 2.5.2.1 Tipos de zapatas

Las zapatas pueden tener diferentes características como:

Por su forma de trabajar:

- Aisladas.
- Combinadas.
- Continuas bajo pilares.
- Continuas bajo muros.
- Arriostradas.

Por su morfología:

- Macizas,
Que a su vez pueden ser.
 - Rectas.
 - Escalonadas.
 - Piramidales.
- Aligeradas.

Por la relación entre sus dimensiones (lo que condiciona su forma de trabajo).

- Rígidas.
- Flexibles.

Por la forma:

- Rectangulares, cuadradas, circulares y poligonales.

2.5.3. CARGAS, PRESIONES DE CONTACTO Y DIMENSIONES DE LA ZAPATA

2.5.3.1. CARGAS

Las cargas con la que se determina el área requerida de la cimentación se calcula a nivel de la base de la zapata, es decir, el plano de contacto entre el suelo y la zapata; en el cálculo de cargas se debe incluir el peso propio de la zapata y la sobrecarga, esta última se refiere al posible relleno, presión de fluidos o a la carga ocupacional.

2.5.3.2. PRESIONES DE CONTACTO.

En una construcción las cargas de los muros o columnas se transmiten directamente a las zapatas, la que se sostiene por la presión que ejerce el suelo hacia arriba, dicha presión es distinta dependiendo el suelo de cimentación tales como: entre la presión real para suelos granulares es mayor en el centro de la zapata y disminuye en los extremos, para suelos cohesivos o arcillosos es mayor en los extremos y disminuye en el centro, en cambio en arenas posee la presión máxima en el centro y decrece hasta llegar a cero en el borde de la zapata, se observa en la figura (Kramrish 1985):

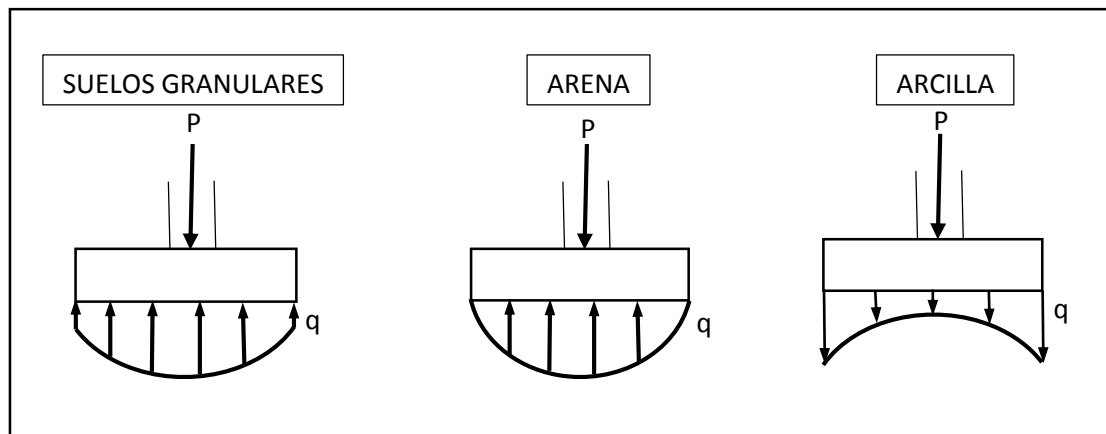


Figura 2.5.3.1 Forma en la que el suelo ejerce la presión sobre la zapata

El método que comúnmente se usa para el diseño de cimientos es el del equilibrio estático, el que se determina en base a las presiones de apoyo que se ejercen en la base de la cimentación. Para excentricidades nulas, es decir, si la carga es simétrica con referencia al área de contacto, se supone una carga uniformemente distribuida, como se muestra figura. (Nilson 1999)

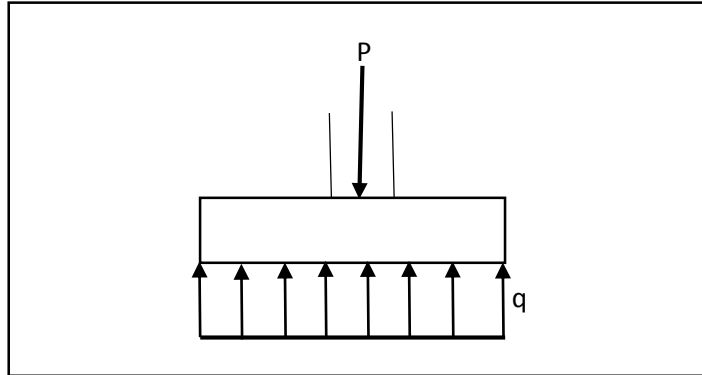


Figura 2.5.3.2 Presión de contacto uniforme en la zapata

La presión de contacto uniforme se denota por la siguiente expresión:

$$q = \frac{P}{A}$$

Donde:

P = Carga que se transmite a la zapata (kg)

A = Área de la zapata (m^2)

2.5.4. DIMENSIONAMIENTO

Las presiones de contacto admisibles se escogen de tal forma que tengan un factor de seguridad entre 2.5 a 3, para que la presión no exceda la capacidad portante del suelo y no se produzcan asentamientos excesivos.

- El área requerida para zapatas cargadas concéntricamente es:

$$A = \frac{D + L}{q_{adm}}$$

Donde:

A = Área requerida

D = Carga muerta

L = Carga viva

q_{adm} = Presión de contacto admisible

Cuando se incluyen efectos sísmicos la presión admisible se incrementa un 33%:

$$A = \frac{D + L + E}{1.33 q_{adm}}$$

E = Efectos sísmicos

Las dimensiones de la zapata se determinan para cargas de servicio y presiones del suelo sin amplificar. El área requerida de la zapata se tiene de la cantidad mayor que se obtienen de las dos ecuaciones mencionadas anteriormente.



- En cambio para zapatas cargadas excéntricamente, cuando la columna no solo transmite a la zapata una carga vertical sino también un momento, si la excentricidad no excede un sexto del ancho de la zapata se tiene:

$$q_{min}^{max} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_C}{I}$$

$$SI: \quad k = \frac{1}{6} * b \quad \geq \quad e = \frac{M}{P}$$

Si la excentricidad es mayor al factor k se tiene, la expresión para la presión máxima en la base de la zapata es:

$$q_{max} = \frac{2P}{3lm}$$

Se tiene que verificar que la presión máxima no debe superar a la presión admisible:

$$q_{max} \leq q_{adm}$$

Una vez determinada el área requerida de la cimentación, las presiones de contacto se vuelven a calcular para las cargas mayoradas con el propósito de adelantar los cálculos de resistencia, estas son presiones ficticias que se necesitan para producir la capacidad última que requiere la zapata, las presiones de diseño que equilibraran las cargas mayoradas U y se designan como q_u .

2.5.5. DISEÑO DE ZAPATAS

2.5.5.1. ZAPATAS PARA COLUMNAS

Las zapatas para columnas individuales por lo general son cuadradas o se usan rectangulares cuando sea necesario, las zapatas presentan voladizos en las dos direcciones lo que conlleva a reforzar con dos capas de acero perpendiculares entre si y paralelos en los bordes.

El área requerida se obtiene dividiendo la carga total incluyendo el peso propio de la zapata por la presión de contacto seleccionada. Cuando se calculan los momentos flectores y cortantes, solo se considera la presión que ejercen las cargas mayoradas q_u .

2.5.5.2. ZAPATAS COMBINADAS

Las zapatas que sostienen más de una columna o un muro se definen como zapatas combinadas, pueden dividirse en dos clases, zapatas que soportan dos columnas y las que sostienen más de dos columnas, existen varias situaciones por las que se utilizan esta clase de zapatas como: cuando las columnas están tan cerca del límite de propiedades que no se pueden construir zapatas individuales porque podrían sobrepasar el límite de la propiedad o porque algunas columnas se encuentran demasiado cerca y sus zapatas se pueden traslapar.

2.5.5.3. ZAPATAS PARA DOS COLUMNAS

Se recomienda diseñar zapatas combinadas de tal manera que el centroide del área de la zapata coincida con la resultante de las cargas de las dos columnas, esto produce una presión uniforme en la base de la zapata y evita la tendencia de inclinación de la zapata, según como coincidan el centroide y la resultante de las cargas en planta la zapata puede ser rectangular, trapezoidal o en forma de T. Las relaciones siguientes facilitan la determinación de la forma de área de contacto: (Nilson 1999)

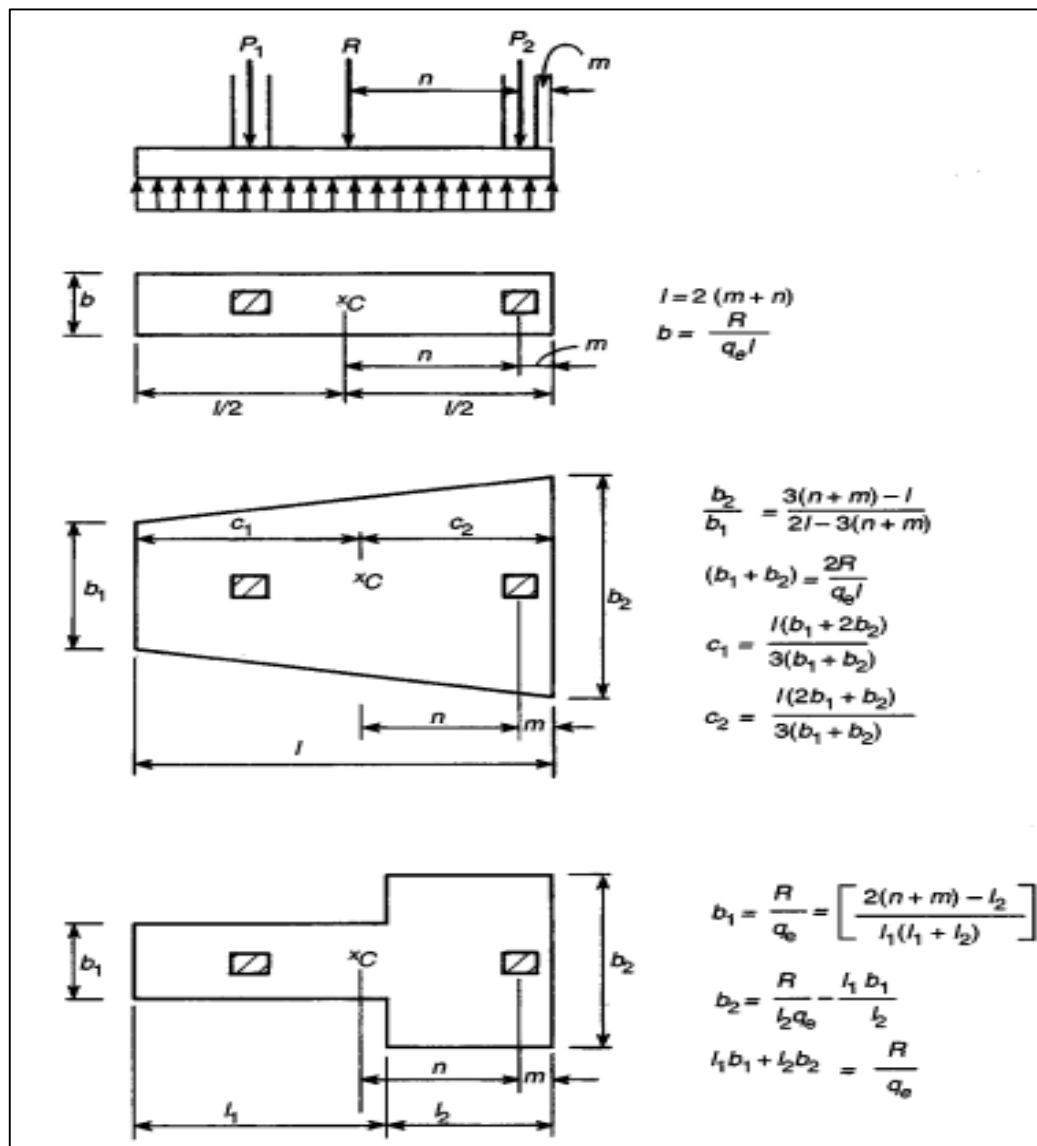


Figura 2.5.5.1 Relaciones para determinar la forma de la zapata

2.5.5.4. ZAPATAS PARA MUROS

Los momentos flectores se calculan en base a todas las fuerzas actuantes en el muro, el mayor momento se presenta en la mitad del ancho, y se requiere calcular el momento actuante en la cara del muro, se puede observar en la figura.

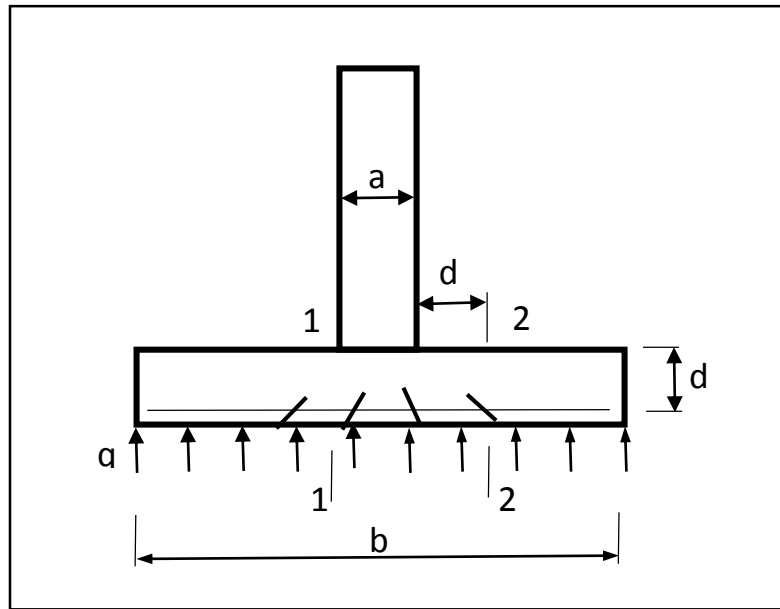


Figura 2.5.5.2 Momento actuante en la Zapata de un muro

Por lo tanto el momento flector máximo en la zapata bajo el muro, posee la siguiente ecuación:

$$M_u = \frac{1}{8} q_u (b - a)^2$$

Donde:

b = Ancho de la zapata del muro (m)

a = Ancho de la pantalla del muro (m)

La ecuación para los esfuerzos cortantes es la siguiente:

$$V_u = q_u \left(\frac{b - a}{2} - d \right)$$

Donde:

d = Alto de la zapata (m)

2.5.5.5. CORTANTE

En las zapatas se distinguen dos tipos diferentes de resistencia a cortante estos son: cortante en dos direcciones o por funcionamiento y cortante en una dirección o por acción de viga, el esfuerzo cortante promedio en el concreto que falla puede tomarse equivalente al que actúa en planos verticales a través de la zapata y

alrededor de la columna sobre un perímetro a una distancia $d/2$ desde las caras de la columna. Ensayos realizados en zapatas y losas planas demuestran que el esfuerzo cortante calculado en el área del perímetro crítico es mayor para fallas por punzonamiento que en la acción en una dirección.

En el diseño de zapatas se usa generalmente una expresión más sencilla que otras y un poco más conservadora, dicha expresión es la siguiente:

$$V_c = 2\sqrt{f'_c}bd$$

Donde:

b = Ancho de la zapata

d = Alto de la zapata

2.6. MUROS DE CONTENCIÓN

2.6.1. DEFINICIONES Y TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros son elementos constructivos cuya principal misión es brindar soporte, ya sea de un terreno natural o bien de un relleno artificial. En estas situaciones el muro trabaja fundamentalmente a flexión, siendo la compresión vertical debida a su peso propio generalmente despreciable. En ocasiones los muros tienen la función de cimiento, ya que transfieren las presiones o cargas que se apoyan en la corona del muro. Los muros de contención se comportan básicamente como un voladizo empotrado en el cimiento.

- Elementos

La forma usual de un muro de contención en voladizo es la llamada "T", está compuesta de varios elementos que se observan en la figura, el peso del material de relleno se encuentra sobre el talón, además el peso del muro contribuye con la estabilidad de la estructura, el espesor de la pantalla debe incrementarse dependiendo la altura de esta.

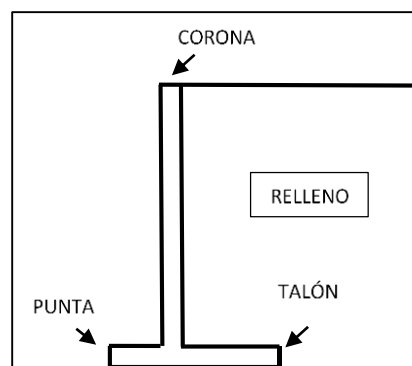


Figura 2.6.1.1 Elementos de un muro de cantención



- Tipos de muros

Los muros de contención se clasifican por su perfil y los usados con mayor frecuencia son los siguientes:

- 1) Muros de gravedad, son los que tienen en general un perfil trapezoidal y dependen principalmente de su peso propio para asegurar la estabilidad; se hacen generalmente de concreto ciclópeo o aún de piedras y no llevan ningún refuerzo: debe proporcionarse de tal manera que no haya esfuerzos de tracción en ninguna de las secciones; son muros muy económicos para alturas bajas (hasta 3 o 3.50 metros aproximadamente).
- 2) Muros de semi-gravedad, son un poco más esbeltos que los anteriores porque se toleran esfuerzos de tracción pequeños que se absorben con pequeñas cuantías de refuerzo y que en general pueden resultar aún más económicas que los muros de gravedad para alturas hasta de 4.00 m.
- 3) Muros de voladizo, son muros en Concreto reforzado cuyo perfil común es el de una T o L y están compuestos por mayoría de los caso, utilizan por lo menos parte del peso del relleno para asegurarse la estabilidad; este es el tipo de muro que con mayor frecuencia se presenta en la práctica del calculista y su utilización resulta económica hasta alturas de 6.00 más aproximadamente.
- 4) Muros con contrafuerte son los que están constituidos por placas verticales que se apoyan sobre grandes voladizos espaciados regularmente que se denominen contrafuertes; este tipo de muro es conveniente cuando las alturas por vencer son en general, mayores de 6.00 mts. Cualquiera de los tipos anteriores de muros pueden utilizarse para soportar una carga vertical además del empuje de tierras; como por ejemplo los muros extremos para soportar un puente, que se conocen con el nombre de estribos.

La escogencia de un tipo determinado de muro dependerá, como es obvio, en primer lugar de la función que debe cumplir además de las condiciones del terreno, materiales de construcción que pueden conseguirse, economía general, etc. por lo cual la mayoría de las veces habrá que hacer varios diseños alternativos con base en pre dimensionamientos rápidos; con ello se podrá determinar con bastante seguridad el tipo de mano más adecuado para el caso y entonces proceder al diseño completo.

2.6.2. PRE DIMENSIONAMIENTO

En la siguiente figura se muestra un pre dimensionamiento para muros de contención, con el que se verificara que las comprobaciones a la estabilidad externa e interna se encuentren en un margen aceptable y seguro frente a diferentes fallas.

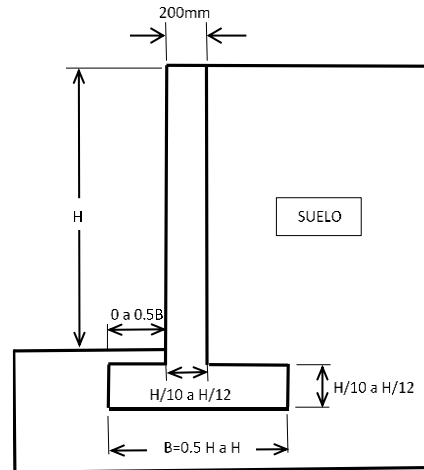


Figura 2.6.2.1 Pre dimensionamiento de un muro de contención

2.6.3. COMPROBACIONES DE DISEÑO

El diseño de estos muros debe satisfacer dos requerimientos: debe tener una adecuada estabilidad externa y poseer suficiente estabilidad interna. En la figura (Coduto 2001) se muestra en la forma que puede fallar tanto el suelo (a), la cual es falla por estabilidad externa y en la que la estructura colapsa (b), la cual es una falla por estabilidad interna.

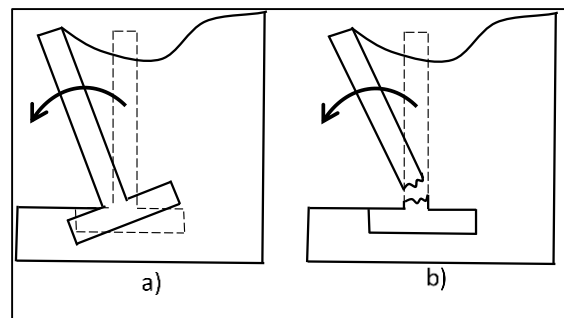


Figura 2.6.3.1 Tipos de falla: Estabilidad externa e interna

2.6.3.1. ESTABILIDAD EXTERNA

La estabilidad externa depende del dimensionamiento del muro y las fuerzas actuantes entre este y la tierra, cuando se realiza alguna evaluación se considera al terreno de relleno y al suelo como una sola unidad en base a principios de la estática.

Un muro de contención debe ser estable en los siguientes puntos:

- No debe deslizarse horizontalmente.
- No debe producirse vuelco.
- La fuerza normal que actúa en la cara inferior de la base del muro, debe de estar dentro de la tercera parte del largo de la base.
- La cimentación no debe experimentar falla por capacidad portante.

- No debe sufrir excesivos asentamientos ni falla a cortante ocasionados por estos.

En la figura se muestra las diferentes formas en las que puede fallar un muro de contención:

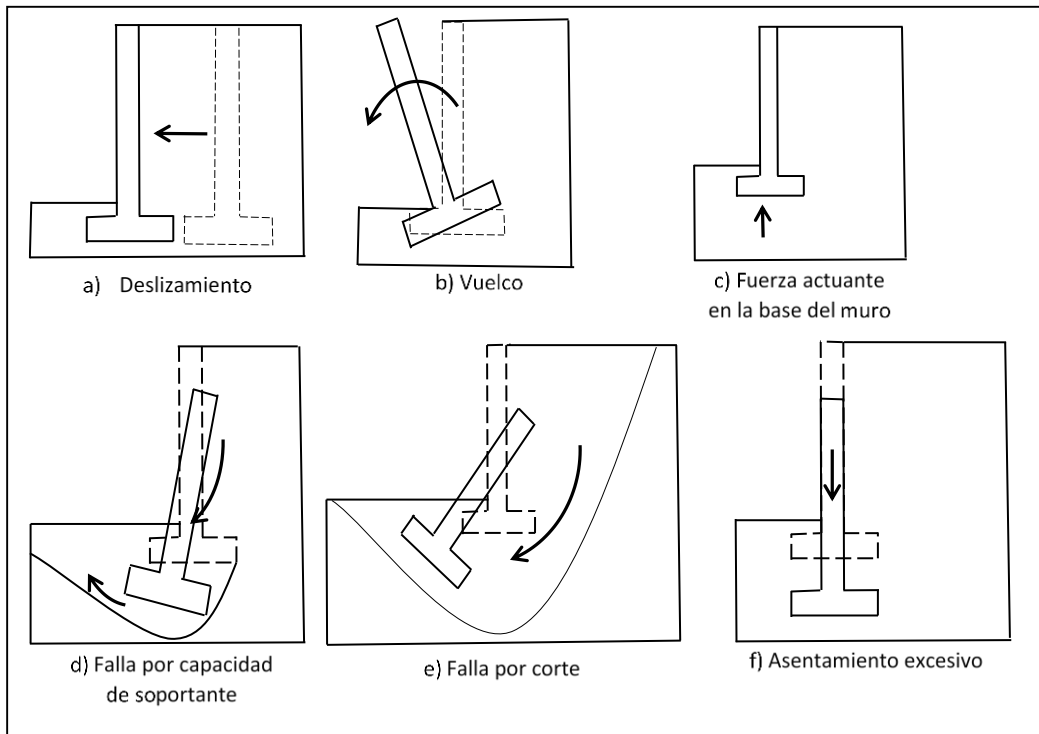


Figura 2.6.3.2 Problemas que influyen en la estabilidad externa del muro

2.6.3.1.1. DESLIZAMIENTO

Las fuerzas que causan el deslizamiento son:

- El componente horizontal de la presión lateral de tierra
- Fuerzas hidrostáticas
- Fuerzas sísmicas

Las fuerzas contribuyentes a las resistentes al deslizamiento son:

- La presión lateral de tierra que se encuentra en la parte frontal del muro.
- La fricción causada por el deslizamiento en la cara inferior de la base del muro.
- Fuerzas hidrostáticas que actúan en la pantalla frontal del muro.

El factor de seguridad contra el deslizamiento se expresa con la siguiente ecuación:

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d}$$

Donde:

$\sum F_{R'}$ =Sumatoria de fuerzas resistentes horizontales

$\sum F_d$ =Sumatoria de fuerzas actuantes horizontales

Un factor mínimo de 1.5 se requiere para deslizamiento (Coduto 2001)

En caso del que el criterio de estabilidad no satisface el factor de seguridad mínimo, se pueden colocar estructuras complementarias o distintos métodos que evitan el deslizamiento a lo largo de la base del muro, como se muestran en la figura a continuación:

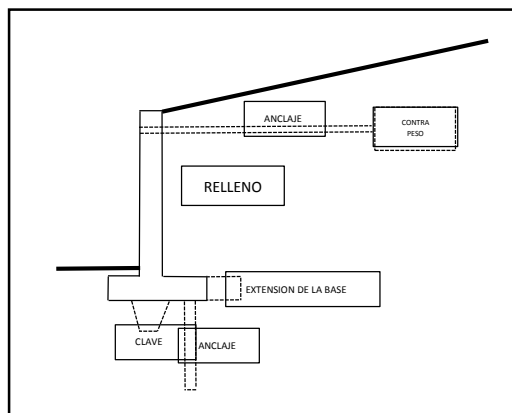


Figura 2.6.3.3 Estructuras complementarias que evitan el deslizamiento

- Extensión del talón de la base
- Añadir una clave debajo de la base
- Usar un relleno de tierra más rígido
- Uso de anclajes con contra peso

2.6.3.1.2. VUELCO

Los momentos que ocasionan el vuelco son provocados por las mismas fuerzas que hacen que la estructura pierda estabilidad por deslizamiento.

Los momentos resistentes proporcionados por la base del muro:

- La componente vertical de la presión de tierra que actúan en la parte posterior de la estructura combinada muro-suelo.
- Presión hidrostática que actúa en la punta de la base del muro.
- El peso de la estructura combinada.
- Sobrecargas.



La ecuación del factor de seguridad contra el volteo es:

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

Donde:

$\sum M_R$ =Sumatoria de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar la estructura respecto a la esquina inferior de la punta de la base del muro.

$\sum M_O$ =Sumatoria de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto a la esquina inferior de la punta de la base del muro.

El factor mínimo que se requiere para muros asentados en arenas, limos grava o roca se toma un valor de 1.5 y para suelos arcillosos o arcillo-limosos 2. (Coduto 2001) (Das 1997)

Si el diseño tentativo del muro no satisface el criterio de estabilidad al volteo, se pueden realizar las siguientes modificaciones:

- Extender la punta d la base del muro.
- Extender el talón de la base del muro.
- Usar un suelo más rígido.
- Usar anclajes.

2.6.3.1.3. CAPACIDAD DE CARGA.

El cálculo de la capacidad de carga es fundamental en el análisis de asentamientos de una estructura.

La ecuación del factor de seguridad contra falla por capacidad de carga es:

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

Donde:

q_{ult} =Capacidad ultima de carga de una cimentación superficial.

q_{max} =Presión máxima que actúa en la punta de la base del muro

Se requiere generalmente un factor de seguridad mínimo es de 3. En la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales ocurre en un asentamiento de aproximadamente 10% del ancho de la cimentación. En el caso de muros de retención, el ancho B es grande. Por tanto, la carga última qu ocurrirá en un asentamiento bastante grande de la cimentación. Un factor de seguridad de 3 contra falla por capacidad de carga no garantiza en todos los casos que el asentamiento de la estructura estará dentro del límite tolerable. Esta situación requiere de una investigación adicional. (Das 1997)

- Capacidad de carga



Uno de los parámetros para el diseño de cimentaciones superficiales es determinar la capacidad de carga que admite el suelo, el cual es uno de los requerimientos geotécnicos necesarios para un correcto análisis; la capacidad de carga se refiere a la resistencia que tiene el suelo para soportar la estructura y a las presiones generadas para ocasionar una falla, para su determinación se necesita conocer la capacidad de carga última, la cual es responsable de ocasionar la falla por cortante en el suelo, dicha falla es la más común, ocurre en suelo relativamente incompresible y razonablemente duro.

- Capacidad de carga última

La fórmula para verificar la seguridad y cuya aplicación se recomienda, es la conocida bajo el nombre de Brinch-Hansen, la cual nos permite conocer la componente vertical de la presión que produce el hundimiento (capacidad de carga última), su fórmula es:

$$q_{ult} = q \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q + c \cdot N_c \cdot S_c \cdot i_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \quad \text{donde :}$$

q = sobrecarga de tierras a la profundidad de la cimentación.

c = cohesión del terreno.

γ = peso específico del suelo.

B^* = ancho equivalente de la cimentación.

N_q , N_c , N_γ = coeficientes de capacidad de carga.

S_q , S_c , S_γ = coeficientes de forma.

i_q , i_c , i_γ = coeficientes de inclinación de carga

Ecuación de Brinch-Hansen

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot f_q + c \cdot N_c \cdot f_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot f_\gamma$$

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) * e^{\pi \tan(\phi)}$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot(\phi)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) * \tan(\phi)$$

Factores de resistencia al corte sobre el plano de apoyo:

$$f_{dq} = 1 + 2 * \tan(\phi) * (1 - \sin(\phi))^2 * \tan^{-1} \left(\frac{D}{B^*} \right)$$



$$f_{dc} = 1 + 2 * \frac{N_q}{N_c} * (1 - \sin(\phi))^2 * \tan^{-1}\left(\frac{D}{B^*}\right)$$

$$f_{dy} = 1$$

Factores de inclinación de carga:

$$f_{iq} = (1 - 0.7 * \tan(\delta_B))^3 * (1 - \tan(\delta_L))$$

$$f_{ic} = \frac{f_{iq} * N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$f_{iy} = (1 - \tan(\delta_B))^3 * (1 - \tan(\delta_L))$$

Factores de forma de la cimentación:

$$f_{sq} = f_{sc} = 1 + \frac{B^*}{L^*} * \frac{N_q}{N_c}$$

$$f_{sy} = 1 - 0.3 * \frac{B^*}{L^*}$$

Factores de inclinación del plano de apoyo:

$$f_{rq} = f_{ry} = e^{-2 * n * \tan(\phi)}$$

$$f_{rc} = \frac{r_q * N_q - 1}{N_q - 1}$$

- Capacidad de carga admisible

Después de determinar la capacidad de carga última se divide para un factor de seguridad que varía entre 2.5-3.5 (Coduto 2001) y así se obtiene la capacidad de carga admisible del suelo:

$$q_a = q_{ult} / F$$

q_a = Capacidad de carga admisible o Capacidad portante

q_{ult} = Capacidad de carga última

F = Factor de seguridad



En el momento de diseñar la cimentación se debe tomar en cuenta que la presión de soporte q no exceda la presión portante admisible q_a :

$$q \leq q_a$$

- Asentamientos

Los suelos al estar sometidos a cargas considerables se comprimen y causan asentamientos en las estructuras, aunque los asentamientos no sean tan grandes pueden afectar en gran magnitud a la arquitectura y estructura de un proyecto.

En el diseño de cimentaciones se requiere conocer el asentamiento total y diferencial de la estructura (Nilson 1999), hay que tomar en cuenta que el asentamiento permisible depende de cada estructura y de la función que cumple; para eliminar dichos asentamientos es necesario que las cargas que se transmiten al suelo sean soportadas por estratos resistentes del mismo y distribuir en un área adecuada para reducir las presiones de contacto.

Para el cálculo de asentamientos se requiere de información acerca de la deformabilidad del terreno, el suelo puede caracterizarse con el modelo elástico lineal, el que está definido por el módulo de elasticidad (E_s) y el módulo de Poisson (ν).

2.6.3.1.4. ESTABILIDAD GLOBAL

La estructura puede fallar como consecuencia de la aparición de un mecanismo de rotura más profundo que la cimentación del muro o que aun no siendo tan profundo podría afectar. Para realizar esta comprobación se necesita utilizar alguna de las teorías de cálculo de estabilidad del terreno, de manera que deba definirse el círculo de deslizamiento, probando que los límites de los coeficientes de seguridad están dentro de los permisibles. El círculo de deslizamiento debe poseer una magnitud suficiente para que incluya dentro de la masa deslizante al muro completo y sus elementos.

El factor mínimo de estabilidad global debe ser 1.3.

2.6.3.2. ESTABILIDAD INTERNA

Los requerimientos de la estabilidad interna de un muro de contención se refiere a que si el muro es capaz de resistir estructuralmente a las cargas al que va a ser sometido. La evaluación de la estabilidad interna y el diseño estructural comienza con la pantalla del muro, para proceder con la zapata, la pantalla del muro. La evaluación se realiza en base a los siguientes términos:

- Desarrollo de diagramas de momento y cortante.
- Determinación de refuerzo.



2.6.4. EMPUJES DE TIERRA SOBRE MUROS

El primer paso para diseñar muros de contención es determinar las fuerzas debido a la presión que ejerce la tierra sobre este, la más importante es la componente horizontal de la presión lateral de tierra

La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformabilidad del muro.

Si el muro y el terreno sobre el que se fundan son tales que las deformaciones son prácticamente nulas, se está en el caso de empuje en reposo.

Si el muro se desplaza, permitiendo la expansión lateral del suelo se produce una falla por corte del suelo retenido y se crea una cuña. El empuje disminuye desde el valor del empuje al reposo hasta el denominado valor del empuje activo, que es el mínimo valor posible del empuje.

Por el contrario, si se aplican fuerzas al muro de forma que éste empuje al relleno, la falla se produce mediante una cuña mucho más amplia. Este valor recibe el nombre de empuje pasivo y es el mayor valor que puede alcanzar el empuje.

CASO REPOSO

El diseño de muros de contención depende del esfuerzo horizontal del suelo que se retiene, este está expresado por el esfuerzo horizontal total o también llamado esfuerzo efectivo total cuya simbología es σ_x , se define el radio de la esfuerzo efectivo total como al esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto en el suelo como el coeficiente lateral de tierra denominado k:

$$k_o = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z}$$

Donde:

k_o = Coeficiente de presión lateral de tierra

σ'_x = Esfuerzo horizontal efectivo

σ'_z = Esfuerzo vertical efectivo

En suelos granulares:

$$k_o = 1 - \sin(\Phi) \quad (\text{Jaky, 1944})$$

Φ = Coeficiente de fricción del suelo

CASO ACTIVO

Si el muro se mueve (traslación o rotación) hacia fuera los esfuerzos horizontales disminuyen. Finalmente se puede alcanzar la falla por corte, desarrollándose una cuña activa.

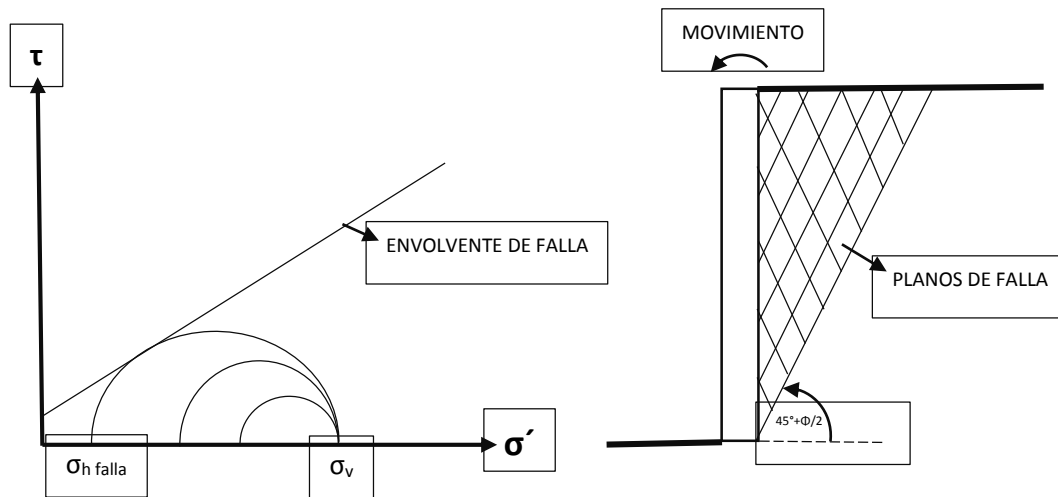


Figura 2.6.4.1 Reposo: caso activo

CASO PASIVO

Si el muro se mueve hacia el suelo, los esfuerzos horizontales aumentan. Finalmente se puede alcanzar la falla por corte, desarrollándose una cuña activa.

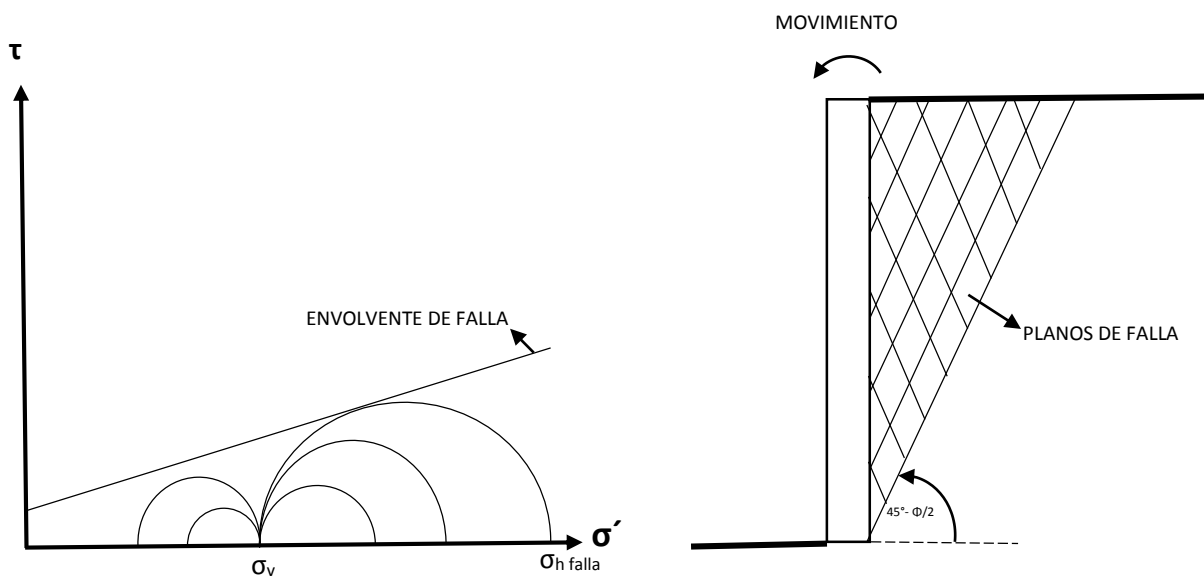


Figura 2.6.4.2 Reposo: caso pasivo

Desplazamiento necesario para alcanzar el caso activo y pasivo:

- Basta un pequeño desplazamiento para producir una cuña activa ($0.001H$ en suelo granular suelto; H : altura del muro).
- El empuje pasivo se moviliza en su totalidad con una gran deformación ($0.02H$ en suelo granular denso).
- Muros no impedidos de rotar libremente en su base están sujetos por lo general a una pequeña rotación y se diseñan con el empuje activo.

TEORIAS DEL EMPUJE DE TIERRA:

TEORIA DE RANKINE

El suelo es homogéneo e isotrópico.

- La superficie de falla es plana.
- La superficie posterior del muro es vertical.
- No existe fricción entre el suelo y la parte posterior del muro.

En un terreno sin cohesión ($c=0$) y con una superficie horizontal como se muestra en la Figura:

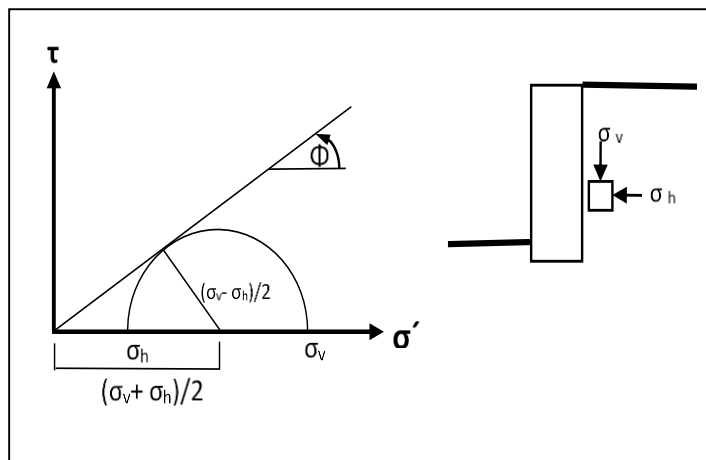


Figura 2.6.4.3 Teoría de Rankine caso activo

En la falla las expresiones son:

$$\sin \phi = \frac{(\sigma_v - \sigma_h)/2}{(\sigma_v + \sigma_h)/2}$$

$$K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde:

K_a = Coeficiente lateral de empuje activo.

CASO PASIVO

En un terreno sin cohesión ($c=0$) y con una superficie horizontal se tiene:

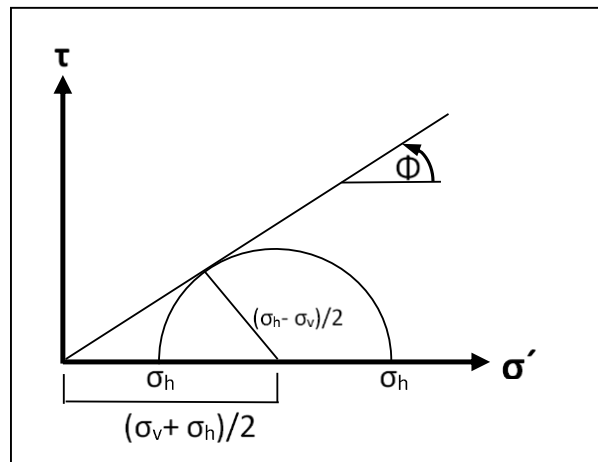


Figura 2.6.4.4 Teoría de Rankine caso pasivo

$$K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde:

K_a = Coeficiente lateral de empuje pasivo.

EMPUJE ACTIVO DINAMICO

La evaluación del empuje activo dinámico de suelo requiere de un análisis complejo que considera la interacción suelo-estructura. Para la evaluación y análisis de los empujes activos dinámicos de suelos sobre estructuras de contención, se requiere de un espectro sísmico para la modelación en SAP2000.

2.7. LOS SUELOS EN LA NORMA SISMICA

El terreno de cimentación de una estructura actúa como un filtro de frecuencias y cambia en gran medida la excitación que se transmite a la estructura. En general se conoce que los suelos rígidos amplifican las señales cuyas frecuencias predominantes son altas (períodos bajos) mientras que los suelos blandos lo hacen con señales de frecuencias predominantes bajas (períodos altos). Aparecen además otros fenómenos que puede alterar la respuesta de la estructura, por ejemplo la licuefacción que provoca la pérdida de capacidad portante del terreno, ya que las condiciones locales influyen en el contenido frecuencial de los movimientos superficiales y por lo tanto en el espectro de respuesta que se produce



El objetivo principal de una normativa sísmica es proporcionar el espectro de respuesta en aceleraciones, es decir, la máxima aceleración de respuesta. Este objetivo se cumple mediante: el cálculo de una función de amplificación genérica válida para una región sísmica, la aceleración sísmica máxima en el suelo y un coeficiente que incluye otros criterios como sismicidad, peligrosidad sísmica, importancia socioeconómica y geología, entre otros, y que es empírico generalmente.

La amenaza sísmica de una zona se define como la descripción de los efectos que son provocados por un terremoto, los efectos son representados por la aceleración, velocidad y desplazamiento sísmico del terreno. La respuesta sísmica que presenta la estructura se puede estimar con el sistema de un grado de libertad

En el diseño sismo resistente lo que se requiere conocer principalmente es la respuesta máxima de la estructura tales como: el desplazamiento lateral máximo, cortante basal máximo, aceleración máxima, etc. Para la evaluación de la severidad de la respuesta máxima de una estructura a un sismo es el espectro de respuesta

Un espectro de respuesta es la representación gráfica de la respuesta máxima para toda una familia de sistemas de un grado de libertad, sometido a un solo sismo.

El espectro de respuesta se calcula en base a un acelerograma, el cual es el una serie temporal o cronológica de aceleraciones que se han registrado durante un sismo, es este se puede distinguir la aceleración máxima con su respectiva duración; con su respectivo periodo natural (segundos) y amortiguamiento crítico (%) se calcula una familia de espectros de aceleración, se toma el valor máximo de cada uno y se grafica el espectro de respuesta de aceleración.

2.7.1. ESPECTRO ELASTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES NEC-11

En base a la información que proporciona el capítulo 2, sección 2.5 de la NORMA ECUATORIA DE LA CONTRUCCION, se puede construir un espectro de diseño en base a la siguiente información:

1. Zonas sísmicas y factor de zona Z:

El sitio de emplazamiento del proyecto determinara una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, las cuales están caracterizadas por el factor Z, como se muestra en el mapa de la figura, el valor Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad.

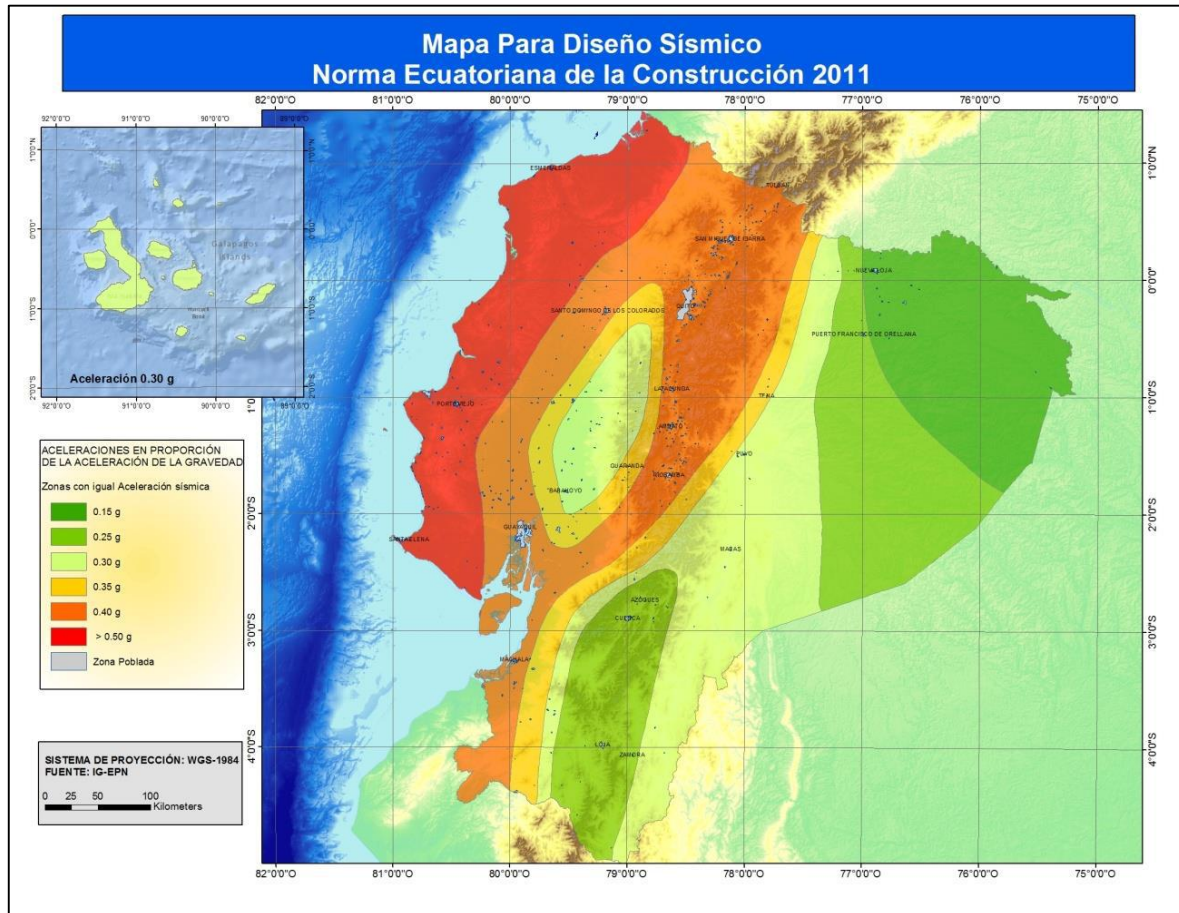


Figura 2.7.1.1 Mapa Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

La NEC-11 toma como base los mapas de isoaceleración obtenidos del estudio de peligro sísmico ajustándose a los valores que brindan los mapas para la zonificación territorial, dicha zonificación se presenta en la tabla.

Zona Sísmica	1	2	3	4	5	6
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.4
Peligro Sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 2.7.1.1 Valores del factor Z y zonificación territorial

2. Perfil del suelo:

La repuesta sísmica de la edificación se analizan en base al perfil de suelo independientemente del tipo de cimentación que este posea, los perfiles detallados son en base a depósitos estables de suelo los cuales se clasifican en seis tipos y presentan en la tabla, algunos parámetros que se utilizan para la definición del perfil son: velocidad media de onda cortante (V_s) en m/seg, número medio de golpes del ensayo de penetración estándar para el 60% de la energía teórica (N60) y el número

medio de golpes del ensayo de penetración estándar (Nch) para estratos de suelo no cohesivos o la resistencia media de corte (S_u) para estratos cohesivos.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa } (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa } (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa } (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa } (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75) F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m) F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Tabla 2.7.1.2 Clasificación de los perfiles del suelo

3. Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo:

Los factores son amplificaciones de las ordenadas del espectro de respuesta elástico para el diseño en roca para los espectros de aceleración y deslizamiento; en la tabla 7.1.3 se presentan los valores del coeficiente F_a se tiene en cuenta el rango de periodos cortos, en la tabla 7.1.4 se encuentran los valores del factor F_v el que toma en cuenta el rango de periodos intermedios para los espectros de aceleración y desplazamiento, estos valores obedecen a estudios de la respuesta dinámica de los suelos; en la tabla 7.1.5 se presentan los coeficientes del factor F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo de sitio depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo.

	Zona Sísmica					
Tipo de Perfil	1	2	3	4	5	6
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97

Tabla 2.7.1.5 Tipos de suelo y factores de sitio F_a

	Zona Sísmica					
Tipo de Perfil	1	2	3	4	5	6
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Tabla 2.7.1.4 Tipos de suelo y factores de sitio F_v

	Zona Sísmica					
Tipo de Perfil	1	2	3	4	5	6
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Tabla 2.7.1.3 Tipos de suelo y factores de sitio F_s

4. Espectro elástico de diseño de aceleraciones:

El espectro obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, las que son válidas para periodos de vibración estructural T :

$$S_a = 2.4 Z F_a \quad \text{para: } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \frac{1.15 Z F_v F_s}{T} \quad \text{para: } T_c \leq T \leq T_L$$

$$S_a = \frac{1.15 Z F_v F_s T_L}{T^2} \quad \text{para: } T > T_L$$

Los límites para el periodo de vibración T_c y T_L se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.48 F_s \frac{F_v}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 F_v$$

Para perfiles de suelo D y E, los valores de T_I se limitan a un valor máximo de 4 segundos.

Para valores de vibración menores a T_0 se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$S_a = 2.4 Z F_a \left(0.42 + 0.58 \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{para: } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_v}{F_a}$$

Finalmente el espectro sísmico de respuesta tendrá la tendencia que se muestra en la siguiente figura:

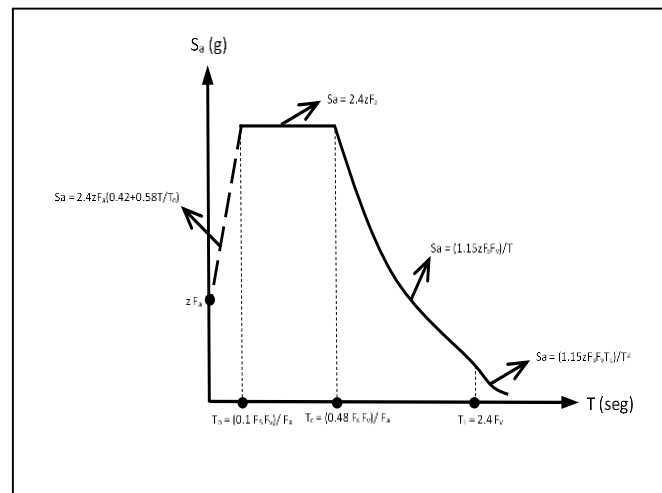


Figura 2.7.1.2 Tendencia del espectro sísmico de respuesta

Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño

5. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura se determina en base al factor de importancia I y se adopta el factor correspondiente a la tabla.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 2.7.1.6 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

6. Los coeficientes de configuración estructural sirven para penalizar al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, que usualmente causa un comportamiento deficiente frente a un sismo, por lo que es importante evitar en lo posible la presencia de irregularidades. Los coeficientes son de dos tipos recomendados Figura y no recomendados figura:

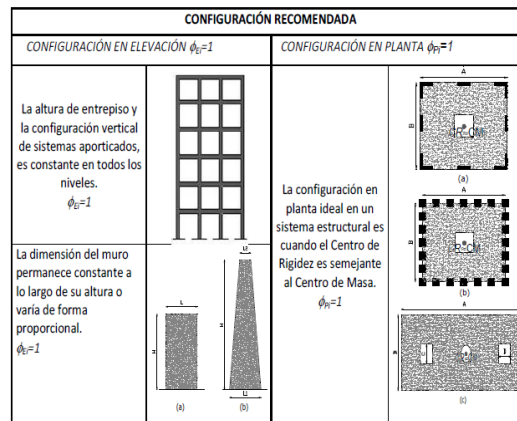


Figura 2.7.1.3 Configuración estructural recomendada

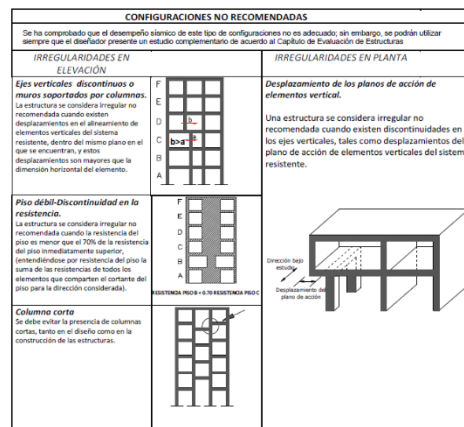


Figura 2.7.1.4 Configuración estructural no recomendada

Los coeficientes de configuración estructural no recomendada en elevación Φ_E , donde se utiliza la siguiente expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} * \Phi_{EB}$$

Φ_{PA} =el mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, se obtiene de la tabla

Φ_{PB} =se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades de tipo 2 o 3 en la estructura.

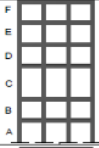
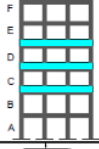
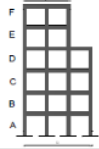
IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_b \approx 0.9$ Rigidez $K_i < 0.70$ Rigidez K_{i+1} $Rigidez < 0.80 \frac{(K_{i-1} + K_i + K_{i+1})}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_b \approx 0.9$ $m_{i+1} > 1.50 m_i$ ó $m_i > 1.50 m_{i+1}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_b \approx 0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la mínima dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p>	

Tabla 2.7.1.7 Irregularidad penalizada en elevación

Los coeficientes de configuración estructural no recomendada en planta Φ_P , donde se utiliza la siguiente expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} * \Phi_{PB}$$

Φ_{PA} =el mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, se obtiene de la tabla.

Φ_{PB} =se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades de tipo 4 en la estructura.

Cuando no se encuentra el tipo de irregularidad en la tabla se toma $\Phi_P=1$.

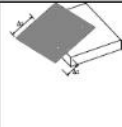
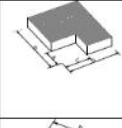

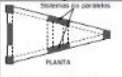
IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_t = 0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_t = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_t = 0.9$ a) $Cx/D > 0.5Ax/B$ b) $(Cx/D + Cy/E) > 0.5Ax/B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_t = 0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p>	

Tabla 2.7.1.8 Irregularidad penalizada en planta

7. El factor de reducción R se usa para estructuras diferentes a las edificaciones, los valores se detallan en la tabla.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros portantes (que no clasifican como muros estructurales) de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Estructuras de mampostería reforzada o confinada.	3.5

Tabla 2.7.1.9 Coeficientes de reducción de respuesta estructural R



CAPITULO III:

3. CALCULOS Y RESULTADOS

3.1. INTERPRETACION GEOTÉCNICA

Tradicionalmente el diseño de cimentaciones de las edificaciones en el sector se realizaba en base a experiencias locales y habitualmente se recurría a lo que era posible ejecutar en ese entonces, cada edificación posee factores de seguridad que intervienen en el desarrollo del proyecto, por lo que se deben tomar en cuenta factores adicionales para un correcto diseño.

Se sabe que la información geotécnica comprende la información cuantificada del terreno donde se va a implantar la obra, las características del terreno se determinan mediante una serie de actividades de reconocimiento y los resultados están reflejados en el estudio geotécnico (ANEXO 2).

3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO Y RECONOCIMIENTOS DEL SUELO

Los ensayos de laboratorio que se realizaron con el material obtenido de las calicatas se detallan en el ANEXO 1, se valida tan solo una calicata por medio del informe geotécnico (ANEXO 2), el resultado obtenido del ensayo granulométrico de la Calicata #1 nos da como resultado un grava mal graduada con arena, y la Calicata #2 corresponde a una capa vegetal antigua, se da ya que hay una diferencia entre los niveles de donde se realizaron las calicatas, morfológicamente la calicata #1 se encuentra a mas altura que la segunda.

El material del subsuelo se encuentra constituido por la capa vegetal, relleno y material fluvio-glaciar, de este último se realizaron ensayos de laboratorio. La prospección del terreno se lleva a cabo mediante dos calicatas realizadas manualmente, la que permite la observación del terreno y la toma de muestras alteradas para realizar los ensayos de laboratorio respectivos, los que se realizan en base a la Norma ASTM Internacional.

3.2.1. RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de los que se obtienen las características del terreno son los siguientes:

- Análisis granulométrico
- Límites de Atterberg
- Peso específico relativo
- Proctor estándar
- Corte directo

Una de las propiedades más importantes de un suelo es la distribución de tamaños de grano, el que se obtiene con el ensayo del análisis granulométrico y por la

observación in-situ , el suelo está compuesto de un 30% boleos y un 70% de matriz, los porcentajes se obtienen mediante un análisis visual de la calicata; los boleos tienen diámetros entre 6 a 40 centímetros, la matriz posee una humedad natural de 9.13% y su análisis granulométrico da como resultado según el sistema de clasificación SUCS una grava mal graduada con arena, cuyo grupo simbólico pertenece a GP y según el sistema de clasificación AASHTO el nombre del suelo corresponde a A 2-4.

Los límites de Atterberg en conjunto con el análisis granulométrico permiten caracterizar y clasificar al suelo aproximando a una fácil correlación con otros parámetros geotécnicos para la modelación de la estructura a diseñar, ya que los límites de Atterberg delimitan el estado de cada suelo en función del grado de humedad, y así se conoce el comportamiento mecánico ante variaciones de humedad, los resultados de los ensayos de laboratorio y oficina son los siguientes:

Límite líquido: **27.53** %
 Límite plástico: **19.93** %
 Índice plástico: **7.59** %

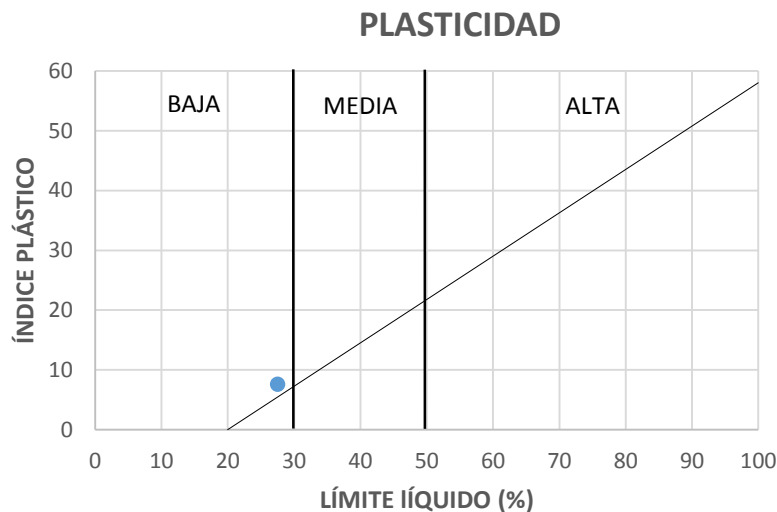


Figura 3.2.1.1 PLASTICIDAD DE LA MATRIZ DEL MATERIAL EN ESTUDIO

Según la carta de plasticidad el material posee un porcentaje de plasticidad bajo.

Gravedad Específica ($S_s=G_s$)=2.7

Proctor estándar (Prueba ASTM D 698)

Se dispone de muestras de suelo que pasan el tamiz N°4 (4.75mm), preparadas previamente y listas para la ejecución del ensayo.



Peso Unitario Máximo del Suelo Seco ($\gamma_d \text{ máx}$)= **1886** kg/m³

Contenido Óptimo de Humedad (ω_o)= **14** %

En base al ensayo de corte directo que se realizó es de tipo consolidado drenado (CD), que permite una previa consolidación y drenado, reproduciendo las condiciones de estabilidad a largo plazo, con este ensayo se define la cohesión (c) y el ángulo de rozamiento interno (Φ) del suelo, los resultados son los siguientes:

Angulo de Fricción Interna (matriz) $\Phi(^{\circ})$ 47.66

Cohesión C(kg/cm²) 0.27

3.2.2. RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA

Para el correcto análisis y modelación del parqueadero subterráneo, los datos obtenidos de los ensayos de laboratorio se compararan con estudios realizados en la zona para la construcción de diferentes obras y con investigaciones realizadas en el sector, la información recolectada es la siguiente:

- Para la construcción del parqueadero subterráneo del Parque de la Madre, se realizaron tres calicatas, las cuales fueron realizadas a una profundidad promedio de 7.45m, en estas se encontró el depósito fluvio-glacial, según la clasificación de la SUCS es grava bien graduada (GW) o grava con limo inorgánico (GM).

El nivel freático en promedio se encuentra aproximadamente a 3.9m de profundidad, el porcentaje de humedad natural se encuentra entre 4 a 8%.

Los resultados de los límites de Atterberg tan solo se tienen de tan solo dos calicatas, cuyos resultados son: limite líquido varía entre 37 a 42%, el límite plástico se encuentra de 23 a 33% y el índice de plasticidad entre 10 a 14%.

El ángulo de fricción interna del suelo posee un valor de 35°, con una cohesión de 0kg/cm² y un peso específico seco de 2000kg/m³. (RASTER Ingeniería de Proyectos 2011)

- Para el informe geotécnico y el diseño del puente sobre el río Tomebamba, entre la Avenida Tres de Noviembre y la Avenida 12 de Abril, entre las calles Guayas y Lorenzo Piedra, se realizó una perforación a 20m de profundidad, el material predominante es arena con presencia de gravas y boleos, el porcentaje de boleos esta entre 40 a 70%, mientras que el porcentaje de la matriz esta entre 60 a 30%, el ángulo de fricción interna se establece como 45°, con una cohesión de 0 kg/cm², el peso específico seco 1850 kg/m³, el



coeficiente de Poisson se toma como 0.3 y el módulo de elasticidad del suelo 75Mpa. (RASTER Ingeniería de Proyectos 2013)

- En el informe PRECUPA se detalla la información geológica y geotécnica de las formaciones de la cuenca de Cuenca, de esta se encontró que las terrazas aluviales y fluvioglaciares poseen un nivel freático a poco o medianamente profundos, según la clasificación de la SUCS corresponde a grava bien graduada (GW) o arena bien graduada (SW), el ángulo de fricción se encuentra entre 35 a 45°, la cohesión es 0kg/cm² y el peso específico seco se encuentra entre 1900 a 2200kg/m³. (Proyecto PRECUPA 1998)
- En un estudio realizado a suelos de tipo conglomerado en terrazas aluviales, se define a estas como grava mal graduada (GP) o grava bien graduada (GW) y el porcentaje de boleos se encuentra entre 25 a 57%. (Santacruz y Samaniego 2010)
- En un estudio realizado a terrazas fluvioglaciares y conglomerados, se tiene como clasificación del suelo como grava bien o mal graduada con clastos superiores a 3 pulgadas (7.6cm), los resultados de varios estudios dan como resultado que estas formaciones posee un 24.8-55% de boleos y 75.2-45% de matriz, la clasificación del suelo según la SUCS es arena mal graduada (SP) o arena con arcilla inorgánica (SC).

Respecto al conglomerado tanto boleos como matriz se tiene: el ángulo de fricción del suelo se encuentra entre 35 a 45°, el coeficiente de Poisson varía entre 0.22 a 0.28 y el peso específico seco es de 1810kg/m³. En este estudio como conclusión se tiene que el módulo de elasticidad del conglomerado en conjunto es de 1500-2700 MPa para el material en conjunto y 100 MPa para la matriz. (Santacruz Reyes 2009)

A continuación se presenta la Tabla 3.2.2.1 la cual es un resumen que nos permite observar los resultados tanto de los ensayos de laboratorio como de estudios realizados en la zona de implantación de la obra:



PROYECTO	PARQUE DE LA MADRE			PUENTE GUAYAS	INFORME PRECUPA	ESTUDIO DE SUELOS TIPO CONGLOMERADO	ESTUDIO DE CONGLOMERADO DE TERRAZAS FLUVIO-GLACIARES	PARQUEADERO SUBTERRÁNEO CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA
	Calicata 1	Calicata 2	Calicata 3					
Formación	Depósitos fluvio glaciares			Arena con la presencia de gravas y boleos	Terrazas aluviales y fluvio glaciares	Terrazas Aluviales	Grava bien o mal graduada con clastos superiores a 3"	Grava mal graduada con arena (clastos 6 - 40cm)
Profundidad	7.5	7.45	7.4	20m	-	-	-	2m
Nivel freático	4.3	3	4.27	-	Poco a medianamente profundos	-	-	-
Clasificación	SUCS	GP	GP	GM	-	GW-SW	GW-SW y CL	GP o GW
AASSHTO	A-2-6	A-1a	A-2-5	-	-	-	-	-
LL	37%	-	42%	-	-	-	0.31	27.53%
Limites	LP	23%	-	33%	-	-	0.22	19.93%
IP	14%	NP	10%	-	-	-	0.09	7.59%
% Humedad	3%	-	8%	-	-	-	0.09	9.13%
Granulometria	Boleos	-	-	40-70%	-	-	25-57%	-
Grava	52%	54%	44%	-	-	-	45%	53.39%
Arena	45%	44%	39%	60-30%	-	-	49%	42.23%
Finos	3%	2%	17%	-	-	-	6%	4.38%
Angulo de fricción interna	35°			45°	35-45°	-	30-40°	47.66°
Cohesión	0 kg/cm2			0 kg/cm2	0 kg/cm2	-	-	0.27 kg/cm2
E	-			75 MPa	-	-	-	70-170 Mpa
v	-			0.3	-	-	0.22-0.28	0.3
Peso específico seco	2000 kg/m3			1850 kg/m3	2100-2200 kg/m3	1900-2100 kg/m3	-	1810kg/m3
								1886kg/m3

Tabla 3.2.2.1 Tabla de Resumen de Datos Geotécnicos

En base a la recopilación de datos por los estudios realizados en la zona, los ensayos de laboratorio realizados a la muestra obtenida de la calicata y en mediante recomendaciones, para la modelación del parqueadero subterráneo en SAP2000 los datos que se usan se detallan en la Tabla 3.2.2.2 :

	DESCRIPCIÓN	SIMBOLOGÍA	VALOR	UNIDAD
	Formación	m	Depósito fluvio glaciares	-
	Nivel freático	NF	4	m
Clasificación	SUCS	GP	Grava mal graduada con arena (clastos $\Phi=6-40$ cm)	-
	AASSHTO	A-2-4		-
Limites	Límite Líquido	LL	27.53	%
	Límite Plástico	LP	19.93	%
	Índice de Plasticidad	IP	7.59	%
Datos In-situ	Humedad Natural	-	9.13	%
	Boleos	-	30	%
	Matriz	-	70	%
Propiedades del suelo	Angulo de fricción interna	ϕ	35	°
	Cohesión	c	0	kg/cm2
	Módulo de elasticidad del suelo	E	150	MPa
	Coeficiente de Poisson	v	0.3	-
	Peso específico seco	γ_d	1886	kg/m3

Tabla 3.2.2.2 Tabla de Datos usados para la modelación



3.2.3. DATOS NECESARIOS PARA LA ELABORACIÓN DEL INFORME GEOTÉCNICO

En el informe geotécnico que se detalla en el ANEXO 2, se requieren cierta información para el cálculo de asentamientos, los cuales fueron obtenidos en base a las relaciones gravimétricas y a datos obtenidos en el laboratorio:

- **Relación de Vacíos**, Razón de vacíos o Índice de Poros, denotada con **e**, el cual es la proporción de vacíos en un elemento de suelo, su expresión es (Das 1997):

$$e = \frac{G_s * \gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

Donde:

G_s =Gravedad específica del suelo

γ_w = Peso específico del agua en condiciones reales de trabajo (kg/m³)

γ_d = Peso específico seco del suelo (kg/m³)

La gravedad específica del suelo del proyecto es $G_s=2.7$, este dato se encuentra dentro del rango correspondiente, el cual varía entre 2.6-2.8 (Coduto 2001), por lo tanto ingresando en la expresión anterior se tiene:

$$e = \frac{2.7 * 1000 \text{ kg/m}^3}{1886 \text{ kg/m}^3} - 1 = 0.43$$

- El **peso específico saturado**, denotado por γ_{sat} , se obtiene de la siguiente ecuación (Coduto 2001):

$$\gamma_{sat} = \frac{e * \gamma_w}{e + 1} + \gamma_d$$

Reemplazando los valores respectivos se tiene un valor de:

$$\gamma_{sat} = \frac{0.43 * 1000 \text{ kg/m}^3}{0.43 + 1} + 1886 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 2187 \text{ kg/m}^3 = 21.87 \text{ KN/m}^3$$

- El **peso específico sumergido**, denotado por γ' :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Por lo tanto se tiene un valor de:

$$\gamma' = 21.87 \text{ KN/m}^3 - 10 \text{ KN/m}^3 = 11.87 \text{ KN/m}^3$$

3.2. COEFICIENTES NECESARIOS PARA LA MODELACION EN SAP2000

3.2.1. COEFICIENTE DE BALASTO

En la determinación del coeficiente de balasto se analizaron varios métodos de análisis experimental para su determinación, en los que se interviene el módulo de elasticidad del suelo, módulo de elasticidad del hormigón el cual se tomó como 240 kg/cm² o 22 248 MPa, el coeficiente de Poisson, largo y ancho de la zapata, a continuación se presentan los resultados:

- MÓDULO DE BALASTO PARA ZAPATAS DE COLUMNAS:

Para su cálculo se tomó una geometría de la zapata de 2.5 x 2.5 metros.

<u>VESIC</u>	k	54.81	N/cm ³
		54811	KN/m³
<u>KLEPIKON</u>	a/b	1	
	w	0.88	
	k	74.93	N/cm ³
		74925	KN/m³
<u>DE BEER</u>	K	79.80	N/cm ³
		79800	KN/m³
<u>DIMITROV</u>	a:b	1	
	ρ	1.05	
	K	69.23	N/cm ³
		69231	KN/m³
<u>DIN</u>	z	5	
	a/b	1	
	z/b	2	
	f	0.64	
	k	93.75	N/cm ³
		93750	KN/m³

Tabla 3.2.1.1 Cálculo del coeficiente de Balasto para las Zapatas de Columnas

- MÓDULO DE BALASTO PARA ZAPATAS DE MUROS DE CONTENCIÓN:



Se tomó las dimensiones de una zapata para muro de 4.5 x 4.5 metros, ya que el ancho del muro es de 4.5 metros y como método constructivo se fundirán cada 4.5 metros.

<u>VESIC</u>	k	35.27	N/cm ³
		35271	KN/m³
<u>KLEPIKON</u>	a/b	1	
	w	0.88	
	k	41.63	N/cm ³
		41625	180122.6927
<u>DE BEER</u>	k	44.33	N/cm ³
		44333	KN/m³
<u>DIMITROV</u>	a:b	1	
	ρ	1.05	
	k	38.46	N/cm ³
		38462	KN/m³

Tabla 3.2.1.2 Cálculo del Coeficiente de Balasto para la Zapata de Muros de Contención

3.2.2. CONSTANTES DE LOS RESORTES

En base a las ecuaciones del análisis de Gazetas en cimentaciones se tiene:

- COSTANTES DE RESORTES PARA ZAPATAS DE COLUMNAS:

Se obtienen a partir de los siguientes datos:

Largo de la zapata	2L = 2.5	m
Ancho de la zapata	2B = 2.5	m
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0.3$	
Peso específico del suelo	$\rho = 1886$	kg/m ³
M. Elasticidad del suelo	Es = 150	Mpa
Velocidad de las ondas sísmicas de cizalla	Vs = 174.8993161	m/s
Relación: largo/ancho	L/B = 1	
Módulo de cortante del suelo	G = 57692307.69	Pa
	5880969	kg/m ²
Radio equivalente	Ro = 1.410	m

Con lo que se obtiene:



RIGIDEZ VERTICAL

Método	2	Barkan
Factor $J_v =$		0.953
		45171949 kg/m
Rigidez	$K_z = K_v$	45172 T/m
	\equiv	443137 KN/m
		656 KN/m por nudo

RIGIDEZ HORIZONTAL

Método	1	Barkan
Factor $J_x =$		0.993
		38761832 kg/m
Rigidez	$K_x =$	38762 T/m
		380254 KN/m
		563 KN/m por nudo
Factor $J_y =$		0.993
		38761832 kg/m
Rigidez	$K_y =$	38762 T/m
		380254 KN/m
		563 KN/m por nudo

- COSTANTES DE RESORTES PARA ZAPATAS DE MUROS DE CONTENCIÓN:

Se obtienen a partir de los siguientes datos:

Largo de la zapata	$2L = 4.5$	m
Ancho de la zapata	$2B = 4.5$	m
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0.3$	
Peso específico del suelo	$\rho = 1886$	kg/m ³
M. Elasticidad del suelo	$E_s = 150$	Mpa
Velocidad de las ondas sísmicas de cizalla	$V_s = 174.8993161$	m/s
Relación: largo/ancho	$L/B = 1$	
Módulo de cortante del suelo	$G = 57692307.69$	Pa
	5880969	kg/m ²
Radio equivalente	$R_o = 2.539$	m



Con lo que se obtiene:

RIGIDEZ VERTICAL

Método	2	Barkan
Factor	$J_v =$	0.953
		81309508 kg/m
Rigidez	$K_z =$	81310 T/m
	$K_v =$	797646 KN/m
		7976 KN/m por nudo

RIGIDEZ HORIZONTAL

Método	1	Barkan
Factor	$J_x =$	0.993
		69771297 kg/m
Rigidez	$K_x =$	69771 T/m
		684456 KN/m
		6845 KN/m por nudo
Factor	$J_y =$	0.993
		69771297 kg/m
Rigidez	$K_y =$	69771 T/m
		684456 KN/m
		6845 KN/m por nudo

3.2.3. INERCIAS AGRIETADAS

Cuando se usa un análisis con rigideces de secciones no agrietadas para los diferentes elementos es imposible obtener fuerzas sísmicas precisas, incluso dentro del rango elástico de respuesta, los periodos elásticos calculados probablemente están errados, y más aún, la distribución de fuerzas a través de la estructura, la cual depende de la rigidez relativa de los elementos, puede provocar un porcentaje de error elevado. (Comité ACI 318S 2008)

Las rigideces usadas en un análisis elástico para diseño por resistencia debieran representar las rigideces de los elementos inmediatamente antes de la falla, por esta razón los esfuerzos y deformaciones mayoradas deben ser calculadas a través



de un análisis elástico tomando en cuenta el efecto de la presencia de regiones agrietadas, ya que estas se generarían antes de la falla, por lo que se usa entonces un valor menor de la inercia bruta (I_g), llamada inercia agrietada (I_a). Los valores de recomendados en el ACI no son el resultado de un análisis teórico solamente, sino que han sido escogidos principalmente a partir de ensayos. (Comité ACI 318S 2008)

Los valores que se usan en el modelo para el cálculo de las inercias agrietadas según el ACI 318S-08 son:

- Muros: 0.70 I_g
- Columnas: 0.70 I_g
- Vigas: 0.35 I_g

3.2.4. CARGA SISMICA REACTIVA

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas, puede asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura. La NEC-11 dice que la carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga de piso. (COMITÉ EJECUTIVO DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2011)

3.2.5. ESPECTRO DE DISEÑO

El espectro de diseño que se usa para la modelación en SAP 2000 se basa en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Para obtener los coeficientes de ampliación del suelo es necesario la siguiente información:

- La clasificación del perfil de suelo al que corresponde el depósito fluvio-glaciario es el D.
- La Zona Sísmica II (peligro sísmico alto)
- Valor del factor Z es igual a 0.25
- Factor de sitio (F_a) es 1.4
- Factor de sitio (F_d) es 1.7
- Factor de sitio (F_s) es 1.25

La fracción de amortiguamiento usada es de 0.05, ya que la región del proyecto se encuentra en la sierra, la relación de ampliación espectral (η) corresponde a 2.48, el factor r es igual a 1.5 ya que corresponde al perfil de suelo tipo D.

Los resultados para los distintos tiempos en los que se grafica el espectro son:



T_o 0.152 seg
 Periodo Crítico (T_c) 0.835 seg
 T_L 4 seg

El factor de importancia de la estructura (I) corresponde al valor de 1, el cual corresponde a la clasificación de otras estructuras; el coeficiente de configuración estructural es recomendada y tanto para elevación como planta es igual a 1, ya que la altura de entrepiso y los sistemas a porticados son constantes, así mismo la configuración en planta ideal en un sistema estructural el centro de rigidez coincide con el centro de masa. Y por último el coeficiente de reducción de la respuesta estructural (R) se coloca 3.5.

Una vez que se obtienen todos los factores y coeficientes, reemplazamos en las ecuaciones correspondientes como se indicó en el capítulo anterior, la lista de abscisas las que corresponden al periodo (T) se grafica con un incremento de 0.05 para una mejor visualización del espectro de respuesta, la lista de ordenadas y abscisas del espectro se presentan en la Tabla 3.2.5.1:

Aceleración de la gravedad (S_a)	$T(\text{seg})$
0.2480	0.152
0.2480	0.202
0.2480	0.252
0.2480	0.302
0.2480	0.352
0.2480	0.402
0.2480	0.452
0.2480	0.502
0.2480	0.552
0.2480	0.602
0.2480	0.652
0.2480	0.702
0.2480	0.752
0.2480	0.802
0.2480	0.835
0.2273	0.885
0.2093	0.935
0.1936	0.985
0.1797	1.035
0.1674	1.085
0.1565	1.135
0.1467	1.185
0.1379	1.235
0.1299	1.285
0.1227	1.335
0.1161	1.385
0.1101	1.435
0.1046	1.485
0.0995	1.535



0.0948	1.585
0.0905	1.635
0.0865	1.685
0.0828	1.735
0.0793	1.785
0.0761	1.835
0.0731	1.885
0.0703	1.935
0.0676	1.985
0.0652	2.035
0.0628	2.085
0.0606	2.135
0.0586	2.185
0.0566	2.235
0.0548	2.285
0.0530	2.335
0.0514	2.385
0.0498	2.435
0.0483	2.485
0.0469	2.535
0.0455	2.585
0.0442	2.635
0.0430	2.685
0.0418	2.735
0.0407	2.785
0.0396	2.835
0.0386	2.885
0.0376	2.935
0.0367	2.985
0.0358	3.035
0.0349	3.085
0.0341	3.135
0.0333	3.185
0.0325	3.235
0.0318	3.285
0.0311	3.335
0.0304	3.385
0.0297	3.435
0.0291	3.485
0.0285	3.535
0.0279	3.585
0.0273	3.635
0.0267	3.685
0.0262	3.735
0.0257	3.785
0.0252	3.835
0.0247	3.885
0.0242	3.935
0.0238	3.985
0.0236	4.000

Tabla 3.2.5.1 Abscisas y Ordenadas del Espectro de Respuesta

Graficando la tabla anterior se obtiene el espectro de respuesta como se muestra en la Figura 3.2.5.1:

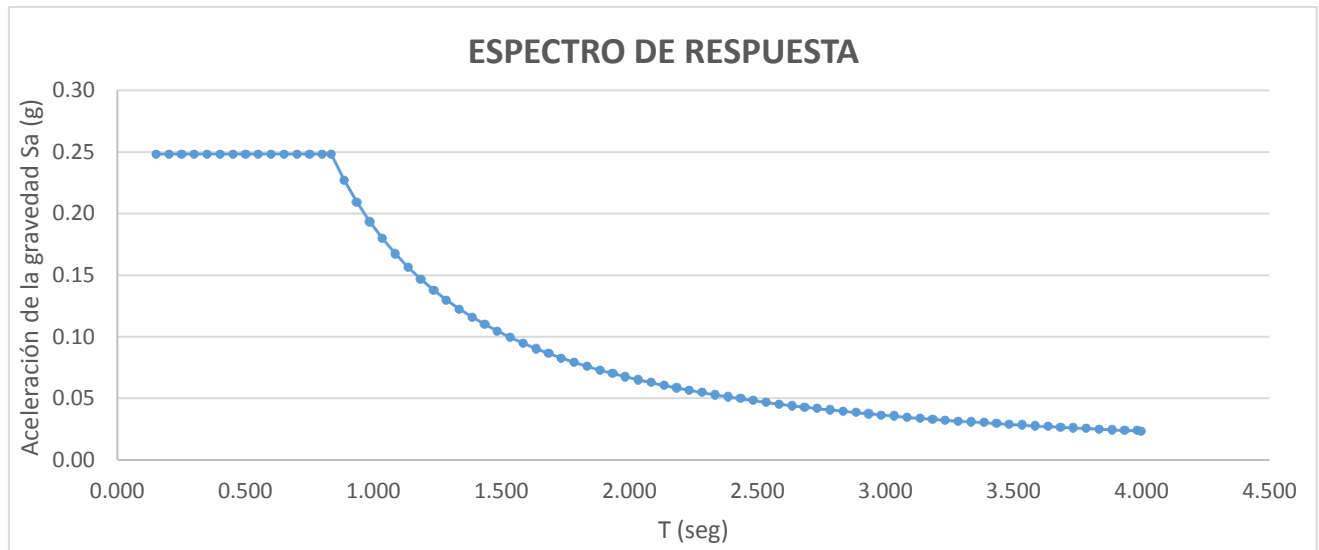


Figura 3.2.5.1 Espectro de Respuesta

3.3. DETALLES DE LA COMPROBACION DE ESTABILIDAD GLOBAL EN GeoStudio 2007 (SLOPE/W)

GeoStudio 2007 (SLOPE/W) es un programa con el que se puede analizar la estabilidad de un talud, que usa las variables como el material del que se compone el suelo en estudio tales como los parámetros geotécnicos y geometría del talud.

Inicialmente se escoge el método de análisis con el que se requiere trabajar, en nuestro caso que se realiza es por medio de Bishop, se puede escoger el método para analizar el talud (Type análisis), en la sección de configuración (settings) es necesario insertar la condición de línea piezométrica ya que existe nivel freático, se puede observar en la Figura 3.3.1.

En la sección de opciones avanzadas se puede variar la tolerancia del factor de seguridad, el número de dovelas que en el análisis se tomó como valor arbitrario un número de 30 divisiones y el número de iteraciones se coloca como 2000. Se muestra en la Figura 3.3.2.

La sección de estudio se dibuja insertando los puntos, una vez dibujado el talud se define el tipo de material, así que se asigna con el nombre de Suelo_fluvio-glaciario, se colocan los parámetros geotécnicos como peso específico del suelo, cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo, Figura 3.3.3.



Se requiere dibujar en el material el nivel freático y se asigna al suelo en estudio, Figura 3.3.4.

En la Figura 3.3.5 se observa el talud de estudio ya definido para continuar con el análisis.

La superficie de deslizamiento se coloca aproximadamente a una distancia de 15 metros de la cabecera del talud, este valor se coloca debido a que alrededor del talud que se conformará una vez realizada la excavación, las construcciones aledañas estarán aproximadamente a dicha longitud, Figura 3.3.6.

Una vez establecidas todas las condiciones a las que se encontrará el talud, se procede con la comprobación de errores, análisis y cálculos generales, lo que nos da como resultado el valor de la estabilidad global del talud que en este caso es de 1.942 para el talud sin el muro de contención, este valor se refiere a la superficie de falla o deslizamiento crítico, se obtiene también la lista de factores de seguridad obtenidos con todos los posibles casos de falla, Figura 3.3.7.

Es posible obtener la información de las fuerzas actuantes en cada una de las dovelas y los parámetros usados para su análisis, en la sección para la visualización de la información (Slide Information), se observan las fuerzas actuantes en cada una de las dovelas, se observa en las Figuras 3.3.8, 3.3.9 y 3.3.10.

Se observa que las fuerzas de retención son mayores a las de caída al llegar a los 3 metros de la cabecera del talud, en este punto el material se estabiliza y no tendrá derrumbes significativos.

En la Figura 3.3.11 se muestra que existe una opción para observar las múltiples superficies de deslizamiento que se observan en la Figura 3.3.12.

En la Figura 3.3.13 se observa la superficie de deslizamiento desde el valor mínimo de factor de seguridad hasta un incremento de 0.05, se obtiene también un valor máximo del factor de seguridad de 2.453.

El procedimiento detallado anteriormente se realizó de la misma forma para obtener el factor de seguridad global con el muro de retención.

3.4. DISEÑO DE ZAPATAS Y MUROS DE CONTENCION

3.4.1. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

El pre dimensionamiento se hace en base a la geometría del parqueadero y a recomendaciones, se observa en la siguiente Figura 3.5.1.1 las dimensiones de los muros de contención y en la Tabla 3.5.1.1 se observa el peso propio del mismo:

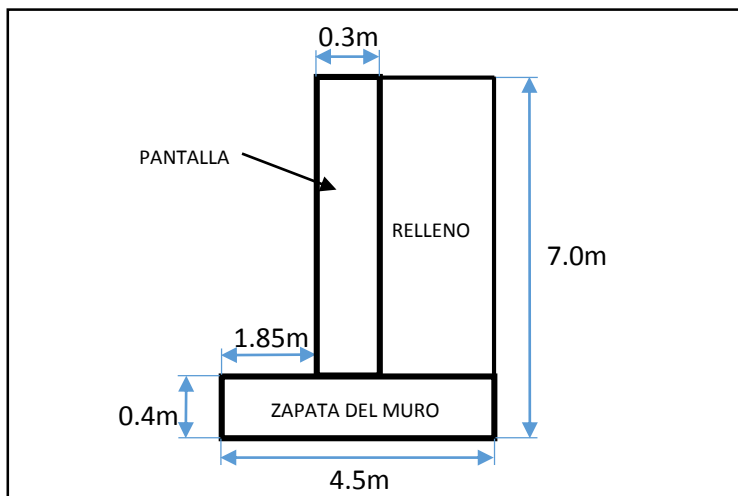


Figura 3.4.1.1 Dimensiones de los Muros de Contención

Figura	Área (m ²)	P. Específico (kg/m ³)	Peso (kg/m)
Base	1.8	2400	4320
Pantalla	1.98	2400	4752
TOTAL			9072

Tabla 3.5.1.1 Peso Propio del Muro de contención

3.4.2. PRESIONES DE TIERRA

Para el cálculo de presiones de tierra se usaron los siguientes datos:

	z	
Altura total	total 7	m
Nivel Freático	NF 4	M
Cohesión	c 0	
Coef. Fricción del Suelo	ϕ 35	°
Peso Esp. Seco	Yd 1886	kg/m ³
Peso Esp. Saturado	Ysat 2187	kg/m ³
Peso Esp. Agua	Yw 1000	kg/m ³
Peso Esp. Sumergido	Y' 1187	kg/m ³
Sobrecarga	q 600	kg/m

Caso activo

	Ka	0.27	
z=0	$\sigma = q \text{ ka}$	162.59	kg/m
z=Nf	$\sigma = \text{ka Y NF} + q \text{ ka}$	2206.94	kg/m



z=z total

$$\sigma = k_a \gamma H + q \quad k_a + k_a \gamma' h + \gamma' w_h$$

6171.94 kg/m

Fuerza por ancho unitario de muro	Pa= 17307.40 kg/m
--	--------------------------

3.4.3. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD Y SEGURIDAD

Para aceptar el pre dimensionamiento del muro de contención se verifica la estabilidad externa, los resultados son los siguientes:

- Cálculo de momentos:

CARGA POR PESO PROPIO

Peso propio	P.P (kg/m)	9072	
Centro de gravedad:	x	2.38	m
	y	2.03	m
Momento	Mpp	21600	kg-m/m

SOBRECARGA:

Sobrecarga	q	600	kg/m
Peso total sobrecarga	w	1590.00	kg
Aplicado a una distancia	d1	3.43	m
Momento	Mw	5445.75	kg-m

RELLENO SOBRE EL TALÓN:

Volúmen	vol por m	15.51	por m m ³
Peso tierrasobre el talón	wt	29251.86	kg
Aplicado a una distancia	d2	3.58	m
Momento	Mwt	104575.40	kg-m/m

EMPUJE DE SOBRECARGA:

Coef. Empuje activo	k _a	0.271	
Empuje activo de tierra	E _a	17307	kg/m
Aplicado a una distancia	d3	2.33	m
Momento	Mea	40383.93	kg-m/m
Empuje de la sobrecarga	E _s	1073.12	kg/m
Aplicado a una distancia	d4	3.5	m
Momento	Mes	3755.92	kg-m/m
Empuje total activo	E _t	18380.52	kg/m



- Comprobaciones:

VOLCAMIENTO:

Momento de volcamiento	Mv	44139.85 kg-m/m
Momento estabilizante	Me	131621.15 kg-m/m
Factor Seguridad Volteo	FSv	3.0

ESTABLE Y SEGURO

DESLIZAMIENTO:

Resultante de las fuerzas verticales	Rv	39913.86 kg
Fricción muro-suelo de fundación	δ	23.33 °
	u	0.43 °
	c'	0.00 Kg/m ²
Profundidad de cimentación	D	0.75 m
	kp	3.69
Empuje Pasivo	Pp	1957.41
Fuerza de roce	Fr	19174.56 kg/m
Empuje horizontal	Eh	17307.40 kg/m
Porcentaje del empuje de tierra no actuante		25 %
Factor Seguridad Deslizamiento	FSd	1.5

ESTABLE

En la Tabla 3.5.3.1 se muestra los resultados para la obtención de la carga o capacidad última que admite el suelo que se encuentra bajo el muro de contención:

Cargas que actúan en el punto medio de la base		Carga	Geometría		Factores de capacidad de carga:			Factores de resistencia al corte sobre el plano de apoyo:			Factores de inclinación de carga:					Factores de forma de la cimentación:			q vh	q ult
N(Kg)	kN	q(kN/m ²)	B'(m)	L'(m)	Nq	N _c	N _Y	fd _q	Fd _c	fd _Y	tan _B	tan _L	fiq	fic	fiY	fsq	fsc	fsY	Kn/m ²	kg/m ²
179612	1761	8.61	4.5	1	33.3	46.1	45.2	1.04	1.04	1.00	0	0	1	1	1	4.2	4.2	-0.3	861.0	86894
179612	1761	8.61	1	4.5	33.3	46.1	45.2	1.16	1.24	2.00	0	0	1	1	1	1.1	1.1	0.9	872.5	88066
Mínimo=																				86894

Tabla 3.5.3.1 Cálculo de la Carga Última para el Muro de Contención

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO:

Factor seguridad para cargas
estáticas

Fscap.p

3

Capacidad última

q ult

86894 kg/m²

σ
admisible

28965 kg/m²

Punto de aplicación de la fuerza
resultante

Xr

2.19 m

Excentricidad

ex

0.06 m

Presión de contacto muro-suelo

σ max

9559 kg/m²

σ min

8180 kg/m²

CORRECTO

ESTABILIDAD GLOBAL:

La comprobación a la estabilidad global se realizó en el programa Geo Studio 2007 (SLOPE/W), en la Figura 3.5.3.1 se muestra la estabilidad global del talud con el muro de contención y como resultado un factor de seguridad crítico de 1.704, en cambio en la Figura 3.5.3.2 el resultado del factor de seguridad crítico es mayor con un valor de 1.942.

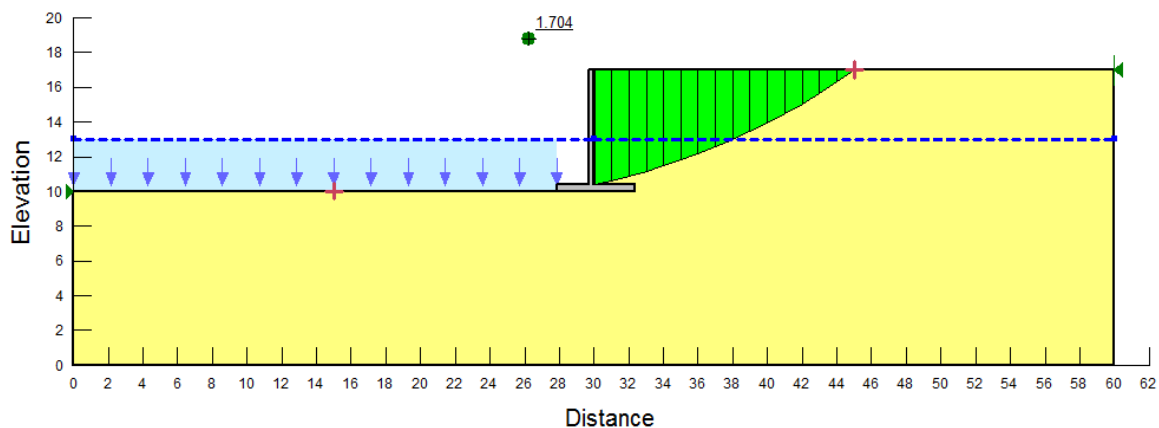


Figura 3.4.3.1 Estabilidad Global de Talud Con Muro

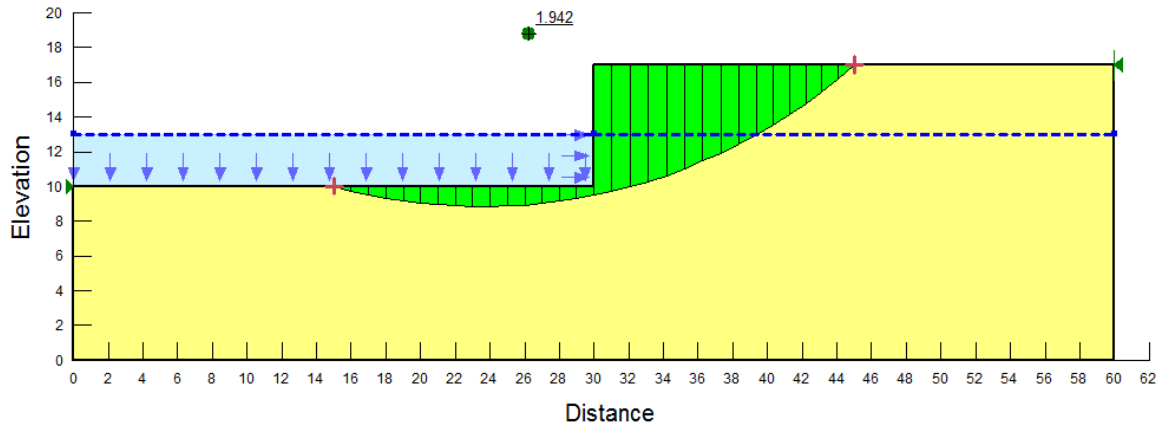


Figura 3.4.3.2 Estabilidad Global del Talud Sin Muro

Factor Seguridad a
Estabilidad Global

FSd

1.704

1.942

ESTABLE

3.4.4. DISEÑO DE ZAPATAS

El diseño de zapatas se realizó en base a las normas técnicas de diseño, en la Tabla 3.4.4.1 se tiene el listado de zapatas existentes en el proyecto, las cuales se dividieron en grupos y unificaron las dimensiones.

Zapata Tipo	Canti dad	Dimensiones Zapata			Dimensiones Columna		Carga_Max_Servicio	Factor Mayoración	Carga_Max_Ma yorada	Reacción_Sue lo(qu)
		Ancho(cm)	Largo(cm)	Canto(cm)	Ancho(cm)	Largo(cm)				
Z1-B1	30	250	250	35	50	50	189194.44	1.5	283791.66	3.3
Z2-B1	24	270	270	35	50	50	231303.84	1.5	346955.76	3.3
Z3-B1	1	300	300	35	110	110	286309.42	1.5	429464.13	3.3
Z4-B1	15	350	350	35	50	110	249879.73	1.5	374819.60	3.3
Z1-B2	60	250	250	35	50	50	172007.92	1.5	258011.88	3.3
Z2-B2	1	300	300	35	110	110	286309.42	1.5	429464.13	3.3
Z3-B3	16	250	350	35	50	110	249879.73	1.5	374819.60	3.3

Tabla 3.4.4.1 Listado de zapatas

En la Tabla 3.4.4.2 se verifica que las zapatas son flexibles, tal y como fueron modeladas.

DATOS DEL HORMIGÓN

Módulo de elasticidad $E_h = 233928.19 \text{ kg/cm}^2$

DATOS DEL SUELO

Módulo de elasticidad $E = 1529.05 \text{ kg/cm}^2$

Zapata Tipo	Dimensiones Zapata			Dimensiones Columna		v(cm)	$\alpha()$	vX α (cm)	Conclusión
	Ancho(cm)	Largo(cm)	Canto(cm)	Ancho(cm)	Largo(cm)				
B1-1	250	250	35	50	50	100	0.41	41.13	ZAPATA FLEXIBLE
B1-2	270	270	35	50	50	110	0.41	45.25	ZAPATA FLEXIBLE
B1-3	300	300	35	110	110	95	0.41	39.08	ZAPATA FLEXIBLE
B1-4	250	350	35	50	110	100	0.41	41.13	ZAPATA FLEXIBLE
B2-1	250	250	35	50	50	100	0.41	41.13	ZAPATA FLEXIBLE
B2-2	300	300	35	110	110	95	0.41	39.08	ZAPATA FLEXIBLE
B2-3	250	350	35	50	110	100	0.41	41.13	ZAPATA FLEXIBLE

Tabla 3.4.4.2 Verificación de tipo de zapata

En los anexos se encuentran las tablas respectivas de diseño de zapatas sus planos estructurales, en estos se observa tanto las cargas a las que estará sometida la cimentación.

3.4.5. PRESUPUESTO Y CANTIDADES DE OBRA

El presupuesto o predicción del costo del proyecto se calcula aproximadamente en la Tabla 3.5.5.1, se detalla las cantidades de obra a usar en el proyecto y el costo aproximado de las zapatas y muros de contención, es necesario señalar que la carga y transporte de material se colocó un 30% más del volumen de excavación ya que el material tiende a expandirse. Es necesario señalar que las cantidades de obra no se calcularon con desperdicios.

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
CIMENTACIÓN Y MURO DE CONTENCIÓN				2,614,197.56
Hormigón Simple $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$	m3	3066.40	175.64	538,582.50
Acero de refuerzo, $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	273025.66	1.99	543,321.06
Hormigón Simple $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$	m3	235.70	144.60	34,082.22
Encofrado de madera recto (2 usos)	m2	4535.42	9.95	45,127.43
Excavación a máquina con retroexcavadora	m3	192264.80	2.12	407,601.38
Cargado de material con cargadora	m3	249944.24	1.72	429,904.09
Transporte de materiales hasta 6 km, incluye pago en escombrera	m3	249944.24	2.34	584,869.52
Geotextil	m2	4012.8	7.25	29092.80
Tubo PVC de 110mm	m	496	3.26	1616.56

Tabla 3.4.5.1 Presupuesto y Cantidades de Obra



Capítulo IV:

4. CONCLUSIONES

A partir de la memoria geotécnica se concluye que de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio, el material se denomina como un depósito fluvio-glaciario, el suelo se clasifica como gravas mal graduada. Los asentamientos se encuentran dentro de los permisibles siendo todos menores a 1 cm si se escoge la geometría adecuada para cada una de las diferentes cargas. La capacidad de carga admisible para el suelo que soporta la zapata en promedio es de 3.3 kg/cm² y una desviación estándar de 0.17, tanto para el BLOQUE 1 como para el BLOQUE 2 con el análisis de la distribución normal en conjunto da como resultado que el 50 por ciento de los valores de capacidad de carga se aproximan a la media, se debe tomar en cuenta que el valor se unificó ya que existen columnas de distintas dimensiones.

Las hipótesis planteadas inicialmente en la modelación del parqueadero subterráneo en SAP-2000 se verificaron a lo largo del trabajo, en la modelación se realizó tanto con presiones de tierra tanto activas como en reposo, incluyendo un análisis dinámico con el correspondiente espectro sísmico de diseño para la zona de estudio.

Las cimentaciones superficiales son flexibles y las comprobaciones de los muros de contención con la geometría asignada dan como resultado factores de seguridad que se encuentran en el rango de estabilidad, la estabilidad global del talud tanto con muro de contención y sin el entran en el rango de estable y seguro.

Las comprobaciones de estabilidad y seguridad dieron como resultado: estabilidad a volcamiento da como resultado un valor de 3 de un mínimo de 1.5; el factor de seguridad frente al deslizamiento da como resultado 1.5 el que es el valor mínimo que se admite en diseño de muros; la capacidad admisible del suelo se calcula con un factor de seguridad de 3 y como resultado se tiene que la presión admisible del suelo es mayor a la presión máxima de contacto entre el muro y suelo, lo cual es correcto; la comprobación frente a la estabilidad global del talud sin muro es de 1.9, mientras que con el muro es de 1.7 de un factor mínimo de 1.3.

Capítulo V:

5. RECOMENDACIONES



Una de las recomendaciones más importantes es realizar los ensayos de laboratorio respectivos al material que se encuentra a siete metros de profundidad, longitud a la cual se localiza la base de la cimentación y muros de contención, una vez obtenidos los resultados de dicho material compararlos con los resultados obtenidos en este trabajo.

Ya que no se usaron muestras inalteradas para obtener los datos geotécnicos que se usaron en la modelación, no se conoce la compactación que el material fluvio-glaciario ha ganado a lo largo de su vida geológica, por lo que se pierden las propiedades de pre consolidación que el depósito posee en conjunto (matriz y boleas).



ANEXOS:

ANEXO 1: ENSAYOS DE LABORATORIO

CALICATA #1

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO:

PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA

MUESTRA:

CALICATA #1

TAMIZ #	ABERTURA mm.	PESO RETENIDO gr.	% RETENIDO	% RET. ACUM.	% PASA	% ESPECIFICADO
3"	76.2	0.00	0.00	0.00	100.00	
2 1/2"	63.5	0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.8	334.00	8.61	8.61	91.39	
1 1/2"	38.1	585.00	15.09	23.70	76.30	
1"	25.4	270.00	6.96	30.66	69.34	
3/4"	19.1	162.00	4.18	34.84	65.16	
1/2"	12.7	262.00	6.76	41.60	58.40	
3/8"	9.52	157.00	4.05	45.65	54.35	
# 4	4.75	300.00	7.74	53.39	46.61	
# 10	2	508.29	13.11	66.50	33.50	
# 40	0.42	1016.09	26.21	92.71	7.29	
# 100	0.15	93.54	2.41	95.12	4.88	
# 200	0.07	19.29	0.50	95.62	4.38	
PASA #200		169.79	4.38	100.00	0.00	

NOTA: LOS PESOS ESTAN EN GRAMOS

PASA Nº 4=

1807.00

PESO ANTES ENSAYO=

3877.00

PESO MUESTRA ANTES LAVADO=

550.00


PESO DESP. ENSAYO=

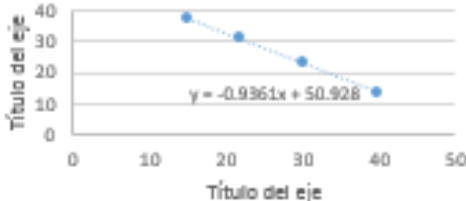
3877.00

PESO MUESTRA DESPUES LAVADO=

502.00

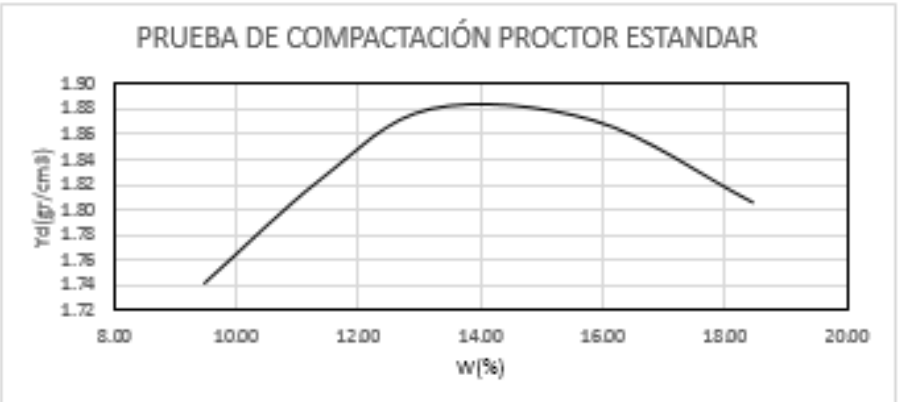
CURVA GRANULOMETRICA



UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES					
PROYECTO: PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA					
MUESTRA: CALICATA #1					
HUMEDAD NATURAL					
Tara #	Peso tara (gr)	Peso tara+Suelo húmedo(gr)	Peso tara+Suelo seco(gr)	Humedad (%)	Promedio (%)
48	40.89	85.18	81.55	8.93	9.13
73	42.68	109.33	103.91	8.85	
34	40.08	109.8	104.03	9.02	
70	42.27	110.06	104.28	9.32	
18	40.74	105.43	99.81	9.51	
LÍMITE LÍQUIDO					
Tara #	Peso tara (gr)	Peso tara+Suelo húmedo(gr)	Peso tara+Suelo seco(gr)	Humedad (%)	Promedio (%)
74	45.91	47.06	46.87	19.79	19.93
82	43.54	44.61	44.44	18.89	
18	40.74	41.83	41.64	21.11	
LÍMITE PLÁSTICO					
# GOLPES	Peso tara (gr)	Peso tara+Suelo húmedo(gr)	Peso tara+Suelo seco(gr)	Humedad (%)	Humedad Promedio (%)
40	48.33	61.33	59.58	15.56	13.19
	41.65	53.62	52.45	10.83	
30	47.54	59.9	57.2	27.95	23.17
	39.3	55.65	53.11	18.39	
22	41.89	48.36	46.84	30.71	30.66
	40.53	48.72	46.8	30.62	
15	40.04	46.87	45.01	37.42	36.52
	37.04	45.38	43.19	35.61	
<div><div>Título del gráfico</div><div></div></div>					
HUMEDAD NATURAL:		9.13	%		
LÍMITE LÍQUIDO:		27.53	%		
LÍMITE PLÁSTICO:		19.93	%		
INDICE PLASTICO:		7.59			



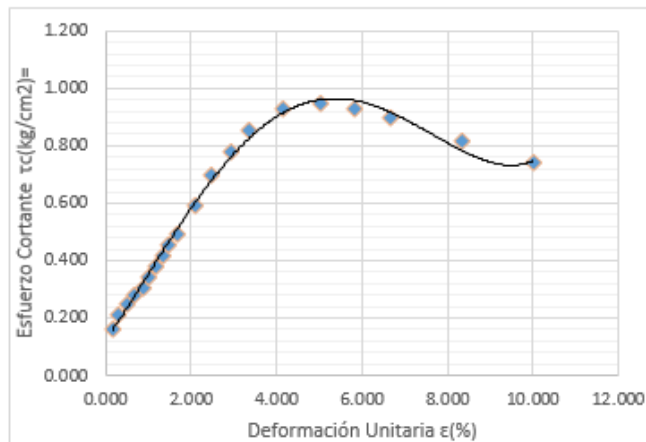
UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES			
PESO ESPECÍFICO RELATIVO			
PROYECTO: PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA			
MUESTRA: CALICATA #1			
f=	Matraz 1		
W _{fsw} =	Peso del matraz+Agua+Muestra	g/cm3	788
T°C=	Temperatura	°C	18
W _{fw} =	Peso del matraz+Agua a T°C	g	670
W _s =	Peso del suelo seco	g	187.4
γ _w =	Peso específico del agua	g/cm3	1
$G_s = \frac{W_s \cdot \gamma_w}{W_s + W_{fw} - W_{fsw}} =$			
S _s =G _s =2.7			

UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES										
COMPACTACIÓN PROCTOR ESTANDAR										
PROYECTO: PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA										
MUESTRA: CALICATA #1										
DATOS DEL MOLDE					CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO					
Ensayo:		Proctor Estándar		tipo	Peso Molde:	P Mol.=	4.144	kg		
Molde:	#=	1		unidad	Peso Martillo:	P Mart.=	2.49	kg		
Diámetro:	Ø=	10.16		cm	Altura de Caída:	Hc=	30.48	cm		
Longitud:	L=	11.64		cm	# de Capas:	#=	3	capas		
Área:	A=	81.07		cm ²	Golpes por Capa:	gps/cap	25	golpes		
Volumen:	V=(A.L)	943.33		cm ³	Material Pasante:	#=	4	Tamiz		
EJECUCIÓN DEL ENSAYO										
DATOS PARA LA CURVA:										
MUESTRA #:	1	2	3	4	5					
W. MAL+SUE.HUM. (gr)	5943	6061	6132	6189	6162					
W. SUE.HUM. (gr)	1799	1917	2008	2045	2018					
HUMEDAD PROM (%)	9.49	11.39	13.19	15.86	18.45					
DENS. HUMEDA (gr/cm ³)	1.91	2.03	2.13	2.17	2.14					
DENS. SECA (gr/cm ³)	1.74	1.82	1.88	1.87	1.81					
CONTENIDOS DE HUMEDAD:										
MUESTRA #:	1	2	3	4	5					
CAPSULA#:										
CAP+SUE.HUM. (gr)	79.67	62.46	74.74	79.75	89.08	79.27	76.32	85.75	104.05	72.49
CAP+ SUE.SECO. (gr)	76.85	60.47	71.25	75.9	84.56	74.73	71.48	80.19	95.27	67.03
PESO DE CAP.(gr)	47.36	39.34	40.45	42.26	50.55	40.06	40.87	45.23	47.47	37.58
PESO DE AGUA (gr)	2.82	1.99	3.49	3.85	4.52	4.54	4.84	5.56	8.78	5.46
PESO SUELO SECO (gr)	29.49	21.13	30.8	33.64	34.01	34.67	30.61	34.96	47.8	29.45
CONT.DE HUMEDAD(%)	9.56	9.42	11.33	11.44	13.29	13.09	15.81	15.90	18.37	18.54
HUMEDAD PROM (%)	9.49	11.39	13.19	15.86	18.45					
										

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

CORTE DIRECTO						
PROYECTO: PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA						
MUESTRA: CALICATA #1						
MUESTRA 1 (inalterada o remoldeada)					ASTM D-3086	
Características de la muestra:						
Promedio Lado	(cm):	6	Humedad	(%):	14.48	
Altura	(cm):	2	Peso	(gr):	150.44	
Área	(cm²):	36	Densidad	(kg/m³):	2089.44	
Volumen	(cm³):	72	Humedad			
Aplicación de carga						
Velocidad de carga de la máquina:		(mm/min)=		0.75		
Carga normal vertical:		(kg)=		20		
Esfuerzo Normal:		σ (kg/cm²)=		0.565		
Esfuerzo Cortante:		τ (kg/cm²)=		0.947		
LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	LECTURA DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
(x0.01mm)	(x0.002mm)	(kg)	(cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	%
0.00	0.00	0.000	36.000	0.000	0.000	0.000
10.00	9.00	5.714	35.940	0.159	0.556	0.167
20.00	13.50	7.575	35.880	0.211	0.557	0.333
30.00	17.00	9.022	35.820	0.252	0.558	0.500
40.00	19.50	10.056	35.760	0.281	0.559	0.667
50.00	22.00	11.090	35.700	0.311	0.560	0.833
60.00	25.00	12.330	35.640	0.346	0.561	1.000
70.00	28.00	13.571	35.580	0.381	0.562	1.167
80.00	31.00	14.811	35.520	0.417	0.563	1.333
90.00	34.00	16.052	35.460	0.453	0.564	1.500
100.00	37.50	17.489	35.400	0.484	0.565	1.667
125.00	46.00	21.014	35.250	0.596	0.567	2.083
150.00	54.50	24.528	35.100	0.699	0.570	2.500
175.00	61.00	27.216	34.950	0.779	0.572	2.917
200.00	67.00	29.697	34.800	0.853	0.575	3.333
250.00	72.50	31.971	34.500	0.927	0.580	4.167
300.00	73.50	32.385	34.200	0.947	0.585	5.000
350.00	71.50	31.558	33.900	0.931	0.590	5.833
400.00	68.50	30.317	33.600	0.902	0.595	6.667
500.00	60.00	26.803	33.000	0.812	0.606	8.333
600.00	53.00	23.908	32.400	0.738	0.617	10.000
700.00						
800.00						
900.00						

Gráfico esfuerzo cortante vs deformación unitaria



Especimen #: 1		
Esfuerzo Cortante		
<u>τc max=</u>	0.947	kg/cm²
Esfuerzo Normal		
σ=	0.585	kg/cm²

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

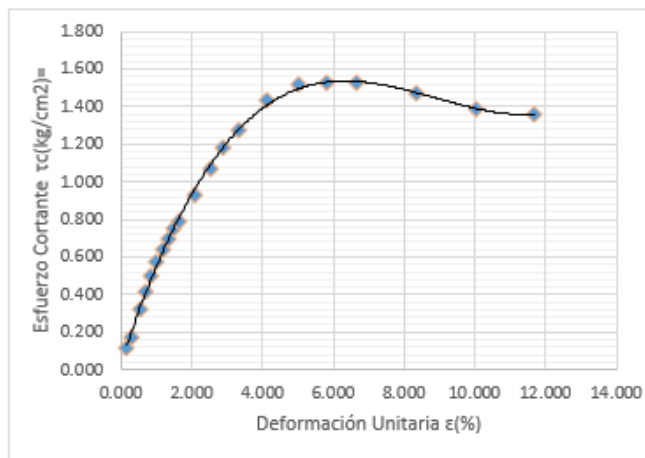
CORTE DIRECTO

PROYECTO: PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA

MUESTRA: CALICATA #1

MUESTRA 2 (inalterada o remoldada)				ASTM D-3086		
Características de la muestra:						
Promedio Lado	(cm):	6	Humedad	(%):	14.42	
Altura	(cm):	2	Peso	(gr):	130.66	
Área	(cm²):	36	Densidad	(kg/m³):	2092.50	
Volumen	(cm³):	72	Humedad			
Aplicación de carga						
Velocidad de carga de la máquina:		(mm/min)=	0.75			
Carga normal vertical:		(kg)=	40			
Esfuerzo Normal:		σ (kg/cm²)=	1.190			
Esfuerzo Cortante:		τ (kg/cm²)=	1.530			
LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL (x0.01mm)	LECTURA DIAL DE CARGA (x0.002mm)	CARGA CORTANTE (kg)	AREA CORREGIDA (cm²)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm²)	ESFUERZO NORMAL (kg/cm²)	DEFORMACION UNITARIA %
0.00	0.00	0.000	36.000	0.000	0.000	0.000
10.00	5.00	4.060	35.940	0.113	1.113	0.167
20.00	10.00	6.128	35.880	0.171	1.115	0.333
30.00	22.50	11.296	35.820	0.315	1.117	0.500
40.00	32.00	15.225	35.760	0.426	1.119	0.667
50.00	39.00	18.119	35.700	0.508	1.120	0.833
60.00	45.00	20.600	35.640	0.578	1.122	1.000
70.00	50.00	22.668	35.580	0.637	1.124	1.167
80.00	55.00	24.735	35.520	0.696	1.126	1.333
90.00	60.00	26.803	35.460	0.756	1.128	1.500
100.00	63.50	28.250	35.400	0.798	1.130	1.667
125.00	75.00	33.005	35.250	0.936	1.135	2.083
150.00	85.50	37.347	35.100	1.064	1.140	2.500
175.00	94.50	41.068	34.950	1.175	1.144	2.917
200.00	103.00	44.583	34.800	1.281	1.149	3.333
250.00	115.00	49.545	34.500	1.436	1.159	4.167
300.00	120.00	51.613	34.200	1.509	1.170	5.000
350.00	120.00	51.613	33.900	1.522	1.180	5.833
400.00	119.50	51.406	33.600	1.530	1.190	6.667
500.00	113.00	48.718	33.000	1.476	1.212	8.333
600.00	104.50	45.203	32.400	1.395	1.235	10.000
700.00	99.50	43.136	31.800	1.356	1.258	11.667
800.00						
900.00						

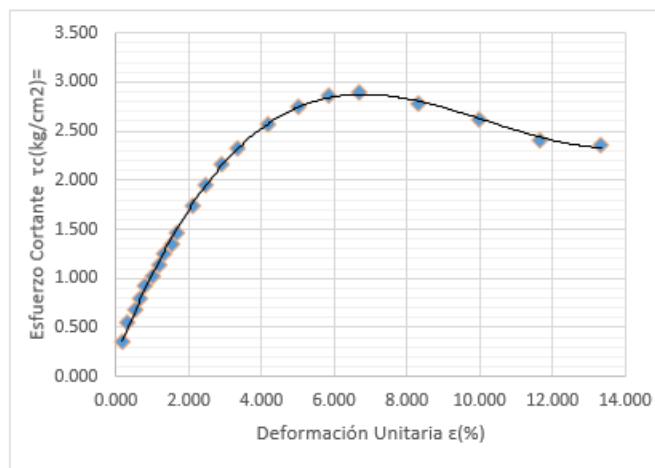
Gráfico esfuerzo cortante vs deformación unitaria



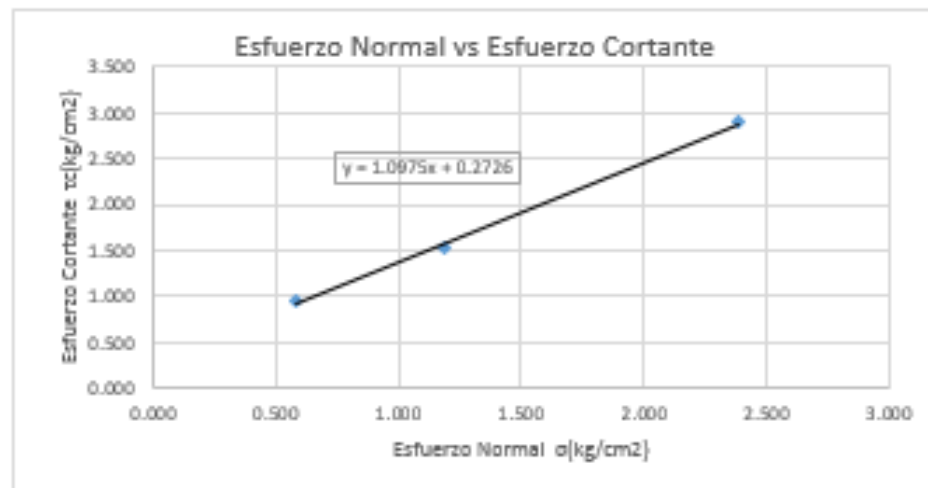
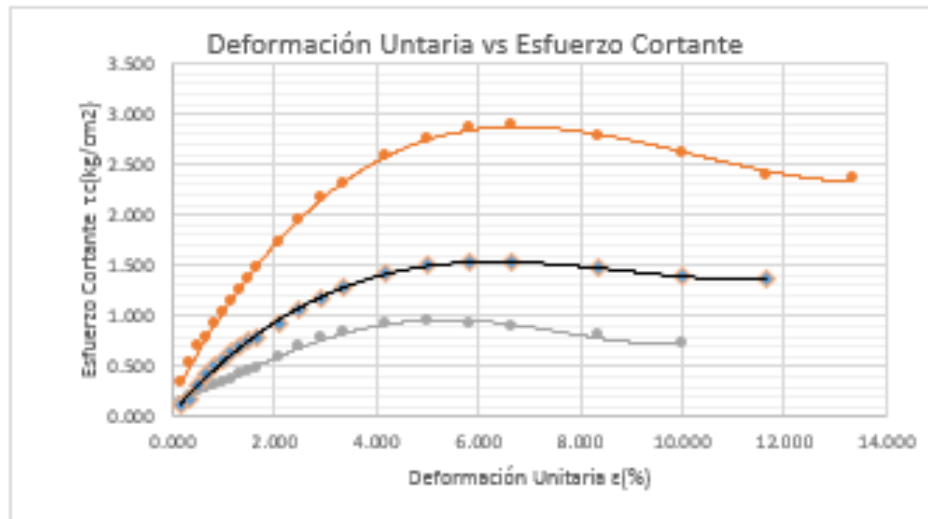
Especimen #: 2		
Esfuerzo Cortante		
τc max=	1.530	kg/cm²
Esfuerzo Normal		
σ=	1.190	kg/cm²

UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES						
CORTE DIRECTO						
PROYECTO: PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA						
MUESTRA: CALICATA #1						
MUESTRA 3 (inalterada o remoldeada)					ASTM D-3086	
Características de la muestra:						
Promedio Lado	(cm):	6	Humedad	(%):	14.43	
Altura	(cm):	2	Peso	(gr):	150.21	
			Densidad			
Área	(cm²):	36	Humedad	(kg/m³):	2086.25	
Volumen	(cm³):	72				
Aplicación de carga						
Velocidad de carga de la máquina:		(mm/min)=		0.75		
Carga normal vertical:		(kg)=		80		
Esfuerzo Normal:		σ (kg/cm²)=		2.381		
Esfuerzo Cortante:		τ (kg/cm²)=		2.902		
LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL (x0.01mm)	LECTURA DIAL DE CARGA (x0.002mm)	CARGA CORTANTE (kg)	AREA CORREGIDA (cm²)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm²)	ESFUERZO NORMAL (kg/cm²)	DEFORMACION UNITARIA %
0.00	0.00	0.000	36.000	0.000	0.000	0.000
10.00	25.00	12.330	35.940	0.343	2.226	0.167
20.00	42.00	19.360	35.880	0.540	2.230	0.333
30.00	55.00	24.735	35.820	0.691	2.233	0.500
40.00	64.00	28.457	35.760	0.796	2.237	0.667
50.00	75.00	33.005	35.700	0.925	2.241	0.833
60.00	84.00	36.727	35.640	1.030	2.245	1.000
70.00	94.00	40.862	35.580	1.148	2.248	1.167
80.00	103.00	44.583	35.520	1.255	2.252	1.333
90.00	112.00	48.305	35.460	1.362	2.256	1.500
100.00	121.00	52.026	35.400	1.470	2.260	1.667
125.00	143.00	61.123	35.250	1.734	2.270	2.083
150.00	161.00	68.566	35.100	1.953	2.279	2.500
175.00	178.00	75.596	34.950	2.163	2.289	2.917
200.00	190.00	80.558	34.800	2.315	2.299	3.333
250.00	210.00	88.828	34.500	2.575	2.319	4.167
300.00	224.00	94.617	34.200	2.767	2.339	5.000
350.00	230.00	97.098	33.900	2.864	2.360	5.833
400.00	231.00	97.511	33.600	2.902	2.381	6.667
500.00	218.00	92.136	33.000	2.792	2.424	8.333
600.00	200.00	84.693	32.400	2.614	2.469	10.000
700.00	180.00	76.423	31.800	2.403	2.516	11.667
800.00	173.00	73.528	31.200	2.357	2.564	13.333
900.00						

Gráfico esfuerzo cortante vs deformación unitaria



Especimen #: 3		
Esfuerzo Cortante		
τc max=	2.902	kg/cm²
Esfuerzo Normal		
σ=	2.381	kg/cm²



RESUMEN DEL SUELO DE LA PRIMERA ESCAVACIÓN:

MUESTRA Nº		I	II	III
Promedio Lado	(cm):	6	6	6
Altura	(cm):	2	2	2
Densidad				
Humedad	(kg/m ³):	2089.44	2092.50	2086.25
Densidad Seca	(kg/m ³):	1825.17	1828.76	1822.86
Humedad	(%):	14.48	14.42	14.45
Esfuerzo Normal	σ (kg/cm ²)	0.585	1.190	2.381
Esfuerzo Cortante	τ (kg/cm ²)	0.947	1.530	2.902
Angulo de Fricción Interna	Φ (°)	47.66		
Cohesión	C (kg/cm ²)	0.27		



CALICATA #2

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA

MUESTRA: CALICATA #2

TAMIZ #	ABERTURA mm	PESO RETENIDO gr.	% RETENIDO	% RET. ACUM.	% PASA	% ESPECIFICADO
3"	76.2	0.00	0.00	0.00	100.00	
2 1/2"	63.5	0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.8	0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.1	0.00	0.00	0.00	100.00	
1"	25.4	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.1	0.00	0.00	0.00	100.00	
1/2"	12.7	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/8"	9.52	0.00	0.00	0.00	100.00	
# 4	4.75	34.32	7.64	7.64	92.36	
# 10	2	16.25	3.62	11.26	88.74	
# 40	0.42	81.63	18.18	29.44	70.56	
# 100	0.15	68.62	15.28	44.73	55.27	
# 200	0.07	22.35	4.98	49.70	50.30	
PASA #200		225.83	50.30	100.00	0.00	

NOTA: LOS PESOS ESTAN EN GRAMOS

PESO ANTES ENSAYO=

449.00

PESO ANTES LAVADO=

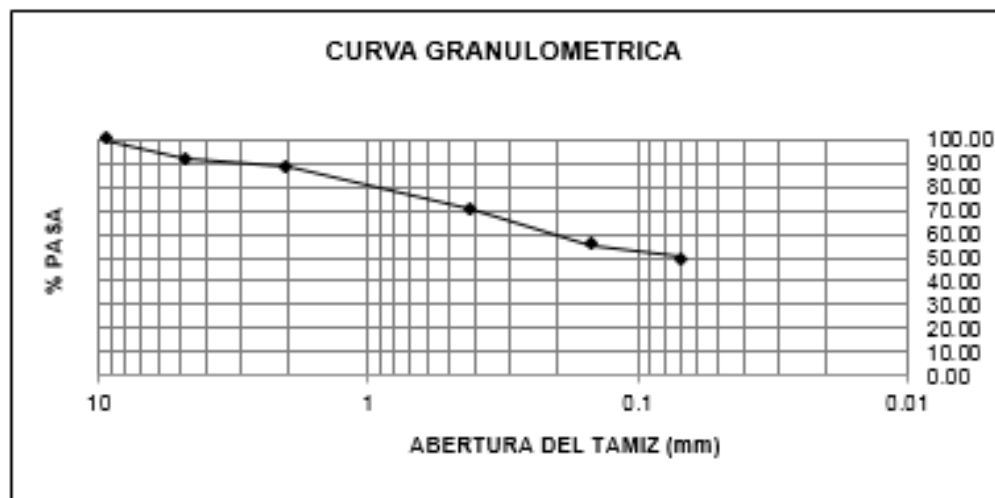
449.00

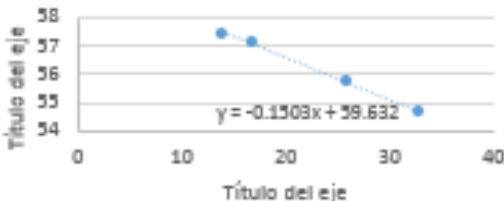
PESO DESP. ENSAYO=

449.00

PESO DESP. LAVADO=

228.19



UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES					
PROYECTO: PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA					
MUESTRA: CALICATA #2					
HUMEDAD NATURAL					
Tara #	Peso tara (gr)	Peso tara+Suelo húmedo(gr)	Peso tara+Suelo seco(gr)	Humedad (%)	Promedio (%)
34	43.74	109.22	97.63	22.34	22.38
10	43.86	103.49	94.38	22.39	
91	40.29	106.01	94.03	22.29	
96	46.74	109.11	97.67	22.46	
56	47.41	112.38	100.49	22.40	
LÍMITE LÍQUIDO					
Tara #	Peso tara (gr)	Peso tara+Suelo húmedo(gr)	Peso tara+Suelo seco(gr)	Humedad (%)	Promedio (%)
91	40.28	40.8	40.68	30.00	33.40
56	47.38	48.02	47.85	36.17	
102	46.99	47.62	47.46	34.04	
LÍMITE PLÁSTICO					
# GOLPES	Peso tara (gr)	Peso tara+Suelo húmedo(gr)	Peso tara+Suelo seco(gr)	Humedad (%)	Humedad Promedio (%)
33	41.93	52.52	48.76	55.05	54.62
	43.12	57.09	52.18	54.19	
26	46.93	58.91	54.61	55.99	55.79
	43.5	55.59	51.27	55.60	
17	43.86	58.62	53.98	57.14	57.11
	40.7	54.68	49.6	57.08	
14	47.34	63.43	58.79	57.99	57.47
	40.25	63.15	54.84	56.96	
<div><div>Título del gráfico</div><div></div></div>					
HUMEDAD NATURAL:		22.38 %			
LÍMITE LÍQUIDO:		55.87 %			
LÍMITE PLÁSTICO:		33.40 %			
ÍNDICE PLÁSTICO:		22.47			



UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES			
PESO ESPECÍFICO RELATIVO			
PROYECTO: PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA			
MUESTRA: CALICATA #2			
f=	Matraz 2		
W _{fsw} =	Peso del matraz+Agua+Muestra	g/cm ³	735
T°C=	Temperatura	°C	18
W _{fw} =	Peso del matraz+Agua a T°C	g	674
W _s =	Peso del suelo seco	g	102.5
γ _w =	Peso específico del agua	g/cm ³	1
$G_s = \frac{W_s \cdot \gamma_w}{W_s + W_{fw} - W_{fsw}} =$			
S _s =G _s =2.47			

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

COMPACTACIÓN PROCTOR ESTANDAR

PROYECTO: PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA

MUESTRA: CALICATA #2

DATOS DEL MOLDE					CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO				
Ensayo:		Proctor Estándar	tipo		Peso Molde:	P Mol.=	4.144	kg	
Molde:	#=	1	unidad		Peso Martillo:	P Mart.=	2.49	kg	
Diámetro:	Ø=	10.16	cm		Altura de Caída:	Hc=	30.48	cm	
Longitud:	L=	11.64	cm		# de Capas:	#=	3	capas	
Área:	A=	81.07	cm²		Golpes por Capa:	gps/cap	25	golpes	
Volumen:	V=[A.L]	943.33	cm³		Material Pasante:	#=	4	Tamiz	

EJECUCIÓN DEL ENSAYO

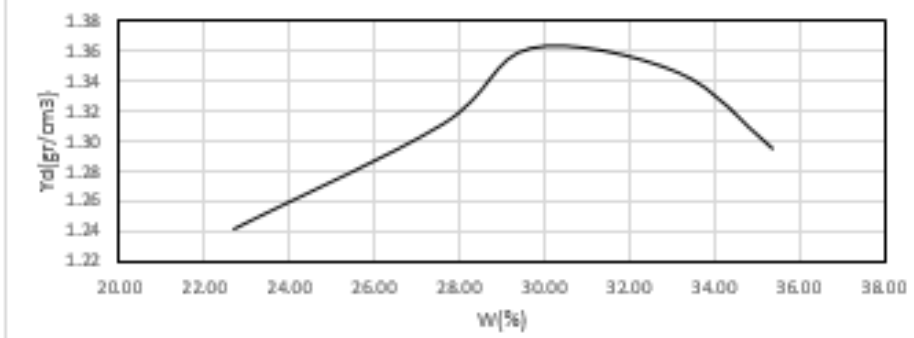
DATOS PARA LA CURVA:

MUESTRA #:	1	2	3	4	5
W. MAL+SUE.HUM. (gr)	5580	5722	5810	5834	5797
W. SUE.HUM. (gr)	1436	1578	1666	1690	1653
HUMEDAD PROM (%)	22.68	27.59	29.66	33.12	35.35
DENS. HUMEDA (gr/cm3)	1.52	1.67	1.77	1.79	1.75
DENS. SECA (gr/cm3)	1.24	1.31	1.36	1.35	1.29

CONTENIDOS DE HUMEDAD:

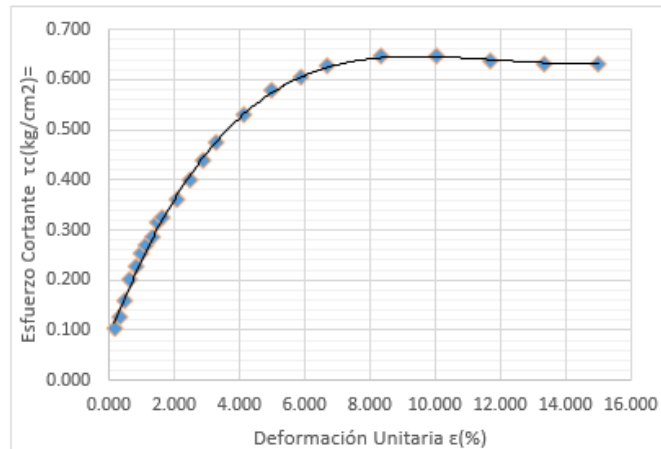
MUESTRA #:	1	2	3	4	5
CAPSULA#:					
CAP+SUE.HUM. (gr)	68.29	73.7	65.45	67.8	73.99
CAP+SUE.SECO. (gr)	63.67	67.95	60.41	63.03	66.39
PESO DE CAP. (gr)	43.24	42.67	41.96	43.91	40.88
PESO DE AGUA (gr)	4.62	5.75	5.04	4.77	7.6
PESO SUELO SECO (gr)	20.43	25.28	18.45	17.12	25.51
CONT.DE HUMEDAD (%)	22.61	22.75	27.32	27.86	29.79
HUMEDAD PROM (%)	22.68	27.59	29.66	33.12	35.35

PRUEBA DE COMPACTACIÓN PROCTOR ESTANDAR



UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES						
CORTE DIRECTO						
PROYECTO: PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA						
MUESTRA: CALICATA #2						
MUESTRA 1 (inalterada o remoldeada)					ASTM D-3086	
Características de la muestra:						
Promedio Lado	(cm):	6	Humedad	(%):	30.34	
Altura	(cm):	2	Peso	(gr):	124.5	
Área	(cm²):	36	Densidad			
			Humedad	(kg/m³):	1729.17	
Volumen	(cm³):	72				
Aplicación de carga						
Velocidad de carga de la maquina:		(mm/min)=	0.75			
Carga normal vertical:		(kg)=	20			
Esfuerzo Normal:		σ (kg/cm²)=	0.617			
Esfuerzo Cortante:		τ (kg/cm²)=	0.649			
LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	LECTURA DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
(x0.01mm)	(x0.002mm)	(kg)	(cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	%
0.00	0.00	0.000	36.000	0.000	0.000	0.000
10.00	4.00	3.647	35.940	0.101	0.556	0.167
20.00	6.00	4.474	35.880	0.125	0.557	0.333
30.00	9.00	5.714	35.820	0.160	0.558	0.500
40.00	12.50	7.161	35.760	0.200	0.559	0.667
50.00	15.00	8.195	35.700	0.230	0.560	0.833
60.00	17.00	9.022	35.640	0.253	0.561	1.000
70.00	18.50	9.642	35.580	0.271	0.562	1.167
80.00	20.00	10.263	35.520	0.289	0.563	1.333
90.00	22.00	11.090	35.460	0.313	0.564	1.500
100.00	23.00	11.503	35.400	0.325	0.565	1.667
125.00	26.00	12.744	35.250	0.362	0.567	2.083
150.00	29.00	13.984	35.100	0.398	0.570	2.500
175.00	32.00	15.225	34.950	0.436	0.572	2.917
200.00	35.00	16.465	34.800	0.473	0.575	3.333
250.00	39.50	18.326	34.500	0.531	0.580	4.167
300.00	43.00	19.773	34.200	0.578	0.585	5.000
350.00	45.00	20.600	33.900	0.608	0.590	5.833
400.00	46.00	21.014	33.600	0.625	0.595	6.667
500.00	46.75	21.324	33.000	0.646	0.606	8.333
600.00	46.00	21.014	32.400	0.649	0.617	10.000
700.00	44.00	20.187	31.800	0.635	0.629	11.667
800.00	43.00	19.773	31.200	0.634	0.641	13.333
900.00	42.00	19.360	30.600	0.633	0.654	15.000

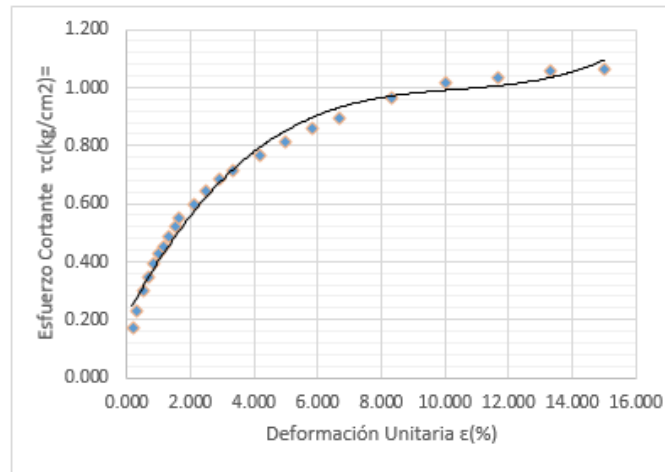
Gráfico esfuerzo cortante vs deformación unitaria



Especimen #: 1		
Esfuerzo Cortante		
τc max=	0.649	kg/cm ²
Esfuerzo Normal		
σ=	0.617	kg/cm ²

UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES						
CORTE DIRECTO						
PROYECTO: PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA						
MUESTRA: CALICATA #2						
MUESTRA 2 (inalterada o remoldeada)					ASTM D-3086	
Características de la muestra:						
Promedio Lado	(cm):	6	Humedad	(%):	30.29	
Altura	(cm):	2	Peso	(gr):	124.5	
Área	(cm²):	36	Densidad	(kg/m³):	1729.17	
Volumen	(cm³):	72	Humedad	(kg/m³):	1729.17	
Aplicación de carga						
Velocidad de carga de la máquina:		(mm/min)=		0.75		
Carga normal vertical:		(kg)=		40		
Esfuerzo Normal:		σ (kg/cm²)=		1.307		
Esfuerzo Cortante:		τ (kg/cm²)=		1.063		
LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	LECTURA DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
(x0.01mm)	(x0.002mm)	(kg)	(cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	%
0.00	0.00	0.000	36.000	0.000	0.000	0.000
10.00	10.00	6.128	35.940	0.170	1.113	0.167
20.00	15.00	8.193	35.880	0.228	1.115	0.333
30.00	21.00	10.676	35.820	0.298	1.117	0.500
40.00	25.00	12.330	35.760	0.345	1.119	0.667
50.00	29.00	13.984	35.700	0.392	1.120	0.833
60.00	32.00	15.225	35.640	0.427	1.122	1.000
70.00	34.00	16.052	35.580	0.451	1.124	1.167
80.00	37.00	17.292	35.520	0.487	1.126	1.333
90.00	39.50	18.326	35.460	0.517	1.128	1.500
100.00	42.00	19.360	35.400	0.547	1.130	1.667
125.00	46.00	21.014	35.250	0.596	1.135	2.083
150.00	50.00	22.668	35.100	0.646	1.140	2.500
175.00	53.00	23.908	34.950	0.684	1.144	2.917
200.00	55.50	24.942	34.800	0.717	1.148	3.333
250.00	59.00	26.389	34.500	0.765	1.159	4.167
300.00	62.50	27.836	34.200	0.814	1.170	5.000
350.00	66.00	29.284	33.900	0.864	1.180	5.833
400.00	68.00	30.111	33.600	0.896	1.190	6.667
500.00	72.25	31.868	33.000	0.966	1.212	8.333
600.00	74.50	32.798	32.400	1.012	1.235	10.000
700.00	75.00	33.005	31.800	1.038	1.258	11.667
800.00	75.00	33.005	31.200	1.058	1.282	13.333
900.00	74.00	32.592	30.600	1.063	1.307	15.000

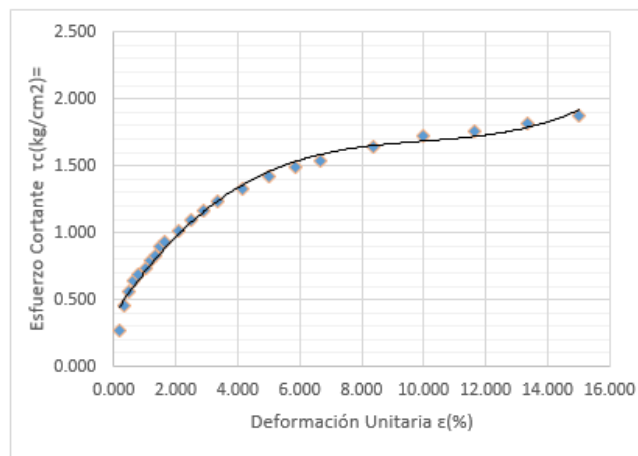
Gráfico esfuerzo cortante vs deformación unitaria



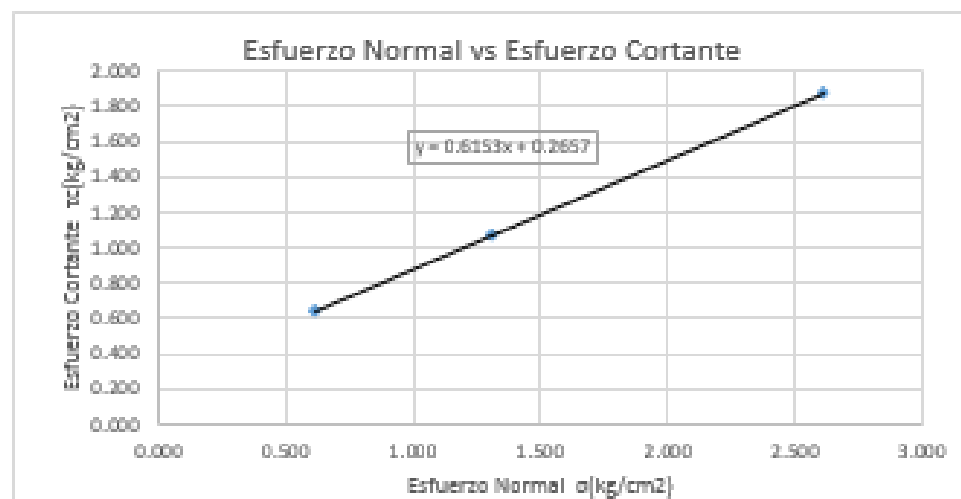
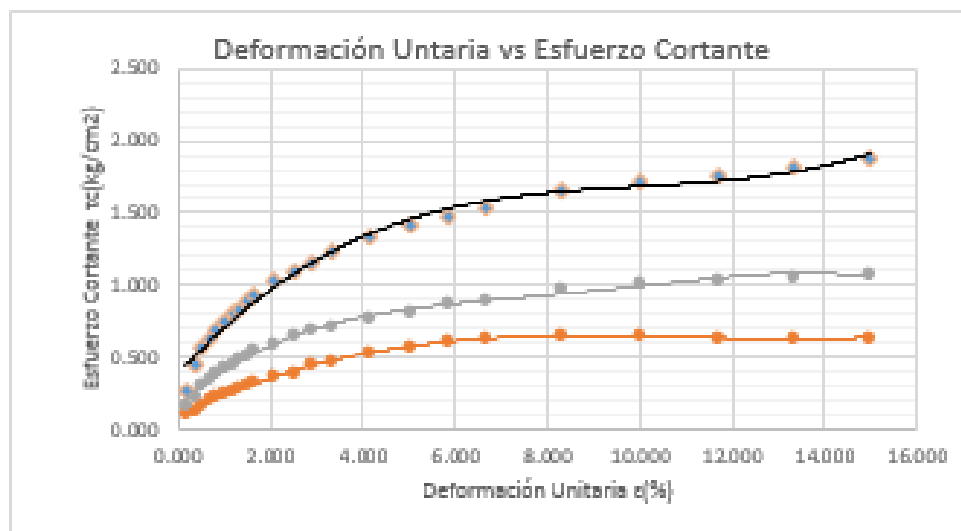
Especimen #: 2		
Esfuerzo Cortante		
τc max=	1.065	kg/cm²
Esfuerzo Normal		
σ=	1.307	kg/cm²

UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES						
CORTE DIRECTO						
PROYECTO: PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA						
MUESTRA: CALICATA #2						
MUESTRA 3 (inalterada o remoldeada)					ASTM D-3086	
Características de la muestra:						
Promedio Lado	(cm):	6	Humedad	(%):	30.31	
Altura	(cm):	2	Peso	(gr):	124.5	
Área	(cm²):	36	Densidad	(kg/m³):	1729.17	
Volumen	(cm³):	72	Humedad			
Aplicación de carga						
Velocidad de carga de la máquina:		(mm/min)=	0.75			
Carga normal vertical:		(kg)=	80			
Esfuerzo Normal:		σ (kg/cm²)=	2.614			
Esfuerzo Cortante:		τ (kg/cm²)=	1.876			
LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	LECTURA DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
(x0.01mm)	(x0.002mm)	(kg)	(cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	%
0.00	0.00	0.000	36.000	0.000	0.000	0.000
10.00	19.00	9.849	35.940	0.274	2.226	0.167
20.00	35.00	16.465	35.880	0.459	2.230	0.333
30.00	44.00	20.187	35.820	0.564	2.233	0.500
40.00	50.00	22.668	35.760	0.634	2.237	0.667
50.00	54.00	24.322	35.700	0.681	2.241	0.833
60.00	59.00	26.389	35.640	0.740	2.245	1.000
70.00	64.00	28.457	35.580	0.800	2.248	1.167
80.00	67.00	29.697	35.520	0.836	2.252	1.333
90.00	71.50	31.558	35.460	0.890	2.256	1.500
100.00	75.00	33.005	35.400	0.932	2.260	1.667
125.00	82.00	35.900	35.250	1.018	2.270	2.083
150.00	88.50	38.587	35.100	1.099	2.279	2.500
175.00	93.00	40.448	34.950	1.157	2.289	2.917
200.00	99.00	42.929	34.800	1.234	2.299	3.333
250.00	106.00	45.824	34.500	1.328	2.319	4.167
300.00	112.00	48.305	34.200	1.412	2.339	5.000
350.00	117.00	50.372	33.900	1.486	2.360	5.833
400.00	120.00	51.613	33.600	1.536	2.381	6.667
500.00	126.50	54.300	33.000	1.645	2.424	8.333
600.00	129.50	55.541	32.400	1.714	2.469	10.000
700.00	130.50	55.934	31.800	1.760	2.516	11.667
800.00	132.25	56.678	31.200	1.817	2.564	13.333
900.00	134.00	57.402	30.600	1.876	2.614	15.000

Gráfico esfuerzo cortante vs deformación unitaria



Especimen #: 3		
Esfuerzo Cortante		
$\tau_c \text{ max} =$	1.876	kg/cm ²
Esfuerzo Normal		
$\sigma =$	2.614	kg/cm ²



RESUMEN DEL SUELO DE LA SEGUNDA ESCAVACIÓN:

MUESTRA N°		I	II	III
Promedio Lado	(cm):	6	6	6
Altura	(cm):	2	2	2
Densidad húmeda	(kg/m ³):	1729.17	1729.17	1729.17
Densidad Seca	(kg/m ³):	1326.68	1327.18	1326.99
Humedad	(%):	30.34	30.29	30.31
Esfuerzo Normal	σ (kg/cm ²)	0.617	1.307	2.614
Esfuerzo Cortante	τ (kg/cm ²)	0.649	1.065	1.876
Angulo de Fricción Interna	Φ (°)		31.60	
Cohesión	C (kg/cm ²)		0.27	



ANEXO 2: MEMORIA TÉCNICA DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

PROYECTO: DESARROLLO Y ANÁLISIS DE UN MODELO Y HERRAMIENTAS DE CÁLCULO PARA MUROS Y LA CIMENTACIÓN: PARA LA PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA.

2.1. ANTECEDENTES

El objetivo de un estudio geotécnico es conocer las características del terreno involucrado en la obra o proyecto, sobre dicho terreno se construirá el Parqueadero Subterráneo del Campus Central de la Universidad de Cuenca, por lo que se realizaron dos calicatas en puntos estratégicos del lugar donde se implantará la obra.

Por lo tanto es necesario realizar un estudio geotécnico para definir las características geomecánicas del suelo y subsuelo del lugar de implantación de la obra en mención.

El estudio geotécnico permite definir los siguientes aspectos técnicos:

- Determinar la naturaleza del subsuelo.
- Conocer las características físicas de los diferentes estratos de suelos, que permita evaluar sus propiedades mecánicas.
- Evaluar y estimar la capacidad de carga admisible del suelo en el que se proyecta cimentar la estructura, que permita recomendar los parámetros necesarios para el cálculo y diseño de la cimentación.

2.2. METODOLOGÍA

Se realizaron dos calicatas, las cuales fueron hechas a mano y llegando hasta una profundidad de 2m cada una, ya que en la primera se encontraron cantos de hasta 40cm de diámetro y en la segunda se encontró un relleno aproximado de 1.20m de profundidad.

Con las muestras alteradas de las calicatas se realizaron los siguientes ensayos:

- Análisis granulométrico

- Porcentaje de humedad de la muestra
- Límites de Atterberg, según: AASHTO T-89 Y T-90, ASTM D-423 Y D-424.
- Peso específico relativo

Los valores de pesos específicos fueron obtenidos para material que pasa el tamiz No. 4.

La localización geo-referenciada del lugar de implantación de la obra es 721115N y 9679023E a una cota 2536m.s.n.m., utilizando el sistema de coordenadas planas, UTM Zona 17M Sur y el Dátum WGS84.



Gráfico N° 1: Ubicación del sitio de implantación de la obra y calicatas.

2.3. ESTUDIO DEL SUELO DE FUNDACIÓN:

2.3.1. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

En la investigación de campo se procedió con la excavación de dos calicatas, las que se muestran en el Gráfico N°1, de las calicatas se extrajo muestras alteradas, las que se llevaron al laboratorio para someterlas a diversas pruebas, cuyos resultados brindaran parámetros físico-mecánicos que ayudaran potencialmente con el cálculo y diseño de los muros de contención y cimentación del parqueadero subterráneo.

En base al mapa geológico de Cuenca se puede observar que el sitio de implantación de la obra corresponde a un Depósito Aluvial (m), lo cual se verifica en la investigación de campo y a la morfología de la zona.

Cabe recalcar que no se encontró nivel freático el momento de realizar las excavaciones de 2m de profundidad.



Gráfico N° 2: Ubicación del proyecto en el mapa geológico.

Leyenda:



Gráfico N° 3: Leyenda de la ubicación geológica.

Litología del sector:

Deposito aluvial (Holoceno): Existen en los fondos de los valles principales y en pequeñas depresiones aisladas.

Deposito coluvial (Holoceno): Se encuentran en las laderas de los valles, muchos de ellos continúan su formación hasta la actualidad, el material depende de la formación a la que recubre.

Terrazas (cuaternario): se reconocen cinco niveles de terrazas principales alrededor de Cuenca, se componen de depósitos de material grueso de origen volcánico principalmente cementados por arenas de diferente granulación; se les puede considerar como material fluvio-glaciario que provienen del flanco este de la cordillera occidental.

El suelo del área de la ciudad de Cuenca según su mapa de suelos se clasifica en el grupo V2, se observa en el Gráfico N° 4. (V2=Áreas con estación seca bien marcada, PH neutro y con régimen de humedad ustico).



Gráfico N° 4: Ubicación del lugar de estudio en el Mapa de suelos de Cuenca 1984.

2.4. Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio que se realizaron con las muestras alteradas obtenidas de las calicatas son:

Contenido de agua (Humedad)	ASTM D-2216
Granulometría	ASTM D-422
Límites de Atterberg	AASHTO T-89 T-90
Los ensayos de laboratorio se adjuntan en el ANEXO 1.	

2.5. PERFIL ESTRATIGRAFICO

Los estratos que se reconocieron en campo son:

Calicata #1:

- Materia orgánica con una potencia de 0.25m
- Relleno con una potencia de 0.75m
- Grava mal graduada con arena desde 1m de profundidad hasta la profundidad de 2m.

Calicata #2:



- Materia orgánica con una potencia de 0.20m
- Relleno con una potencia de 1.10m
- Limo elástico arenoso desde 1.30m de profundidad hasta la profundidad de 2m.

El resultado de los ensayos de laboratorio de la clasificación del suelo se detalla en la siguiente tabla:

CLASIFICACION DEL SUELO	CALICATA#1	CALICATA#2
SUCS	WP: Grava mal graduada con arena	MH: Limo elástico arenoso
AASHTO	A 2 - 4(0)	A 7 – 5 (9)

Tabla Nº 1: Clasificación de suelo según la SUCS y AASHTO

2.6. PROPIEDADES INDICE DEL SUELO

MUESTRA: Suelo de la primera excavación a una profundidad de dos metros.

Clasificación (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) - Prueba ASTM D 2487 y AASHTO M145)

%GRAVA(retenido tamiz #4)	53.39 %
%ARENA(para tamiz #4 y retenido tamiz #200)	42.23 %
%FINOS (Pasa el tamiz #200)	4.38 %

- Sistema de clasificación SUCS
Símbolo de Grupo: **GP**
Nombre de Grupo: **Grava mal graduada con arena.**
- Sistema de clasificación AASHTO
1. Nombre del suelo: **A 2-4(0)**

Humedad Natural (Prueba ASTM D 2216)

Se dispone de muestras de suelo en el momento de la excavación que pasan el tamiz N°4(4.75mm).



Humedad
natural: **9.13 %**

Límite Líquido, Límite de Plástico, y el Índice de Plasticidad (Prueba ASTM D 4318)

Se dispone de muestras de suelo que pasan el tamiz N°40(0.425mm), preparadas previamente y listas para la ejecución del ensayo.

Límite líquido: **27.53 %**

Límite plástico: **19.93 %**

Índice de plasticidad: **7.59 %**

Peso Específico Relativo (Prueba ASTM D 854)

Se dispone de muestras de suelo que pasan el tamiz N°4 (4.75mm), preparadas previamente y listas para la ejecución del ensayo.

Gravedad Específica ($S_s=G_s$)= **614 kg/m³**

Proctor estándar (Prueba ASTM D 698)

Se dispone de muestras de suelo que pasan el tamiz N°4 (4.75mm), preparadas previamente y listas para la ejecución del ensayo.

Peso Unitario Máximo del Suelo Seco
($Y_d \text{ máx}$)= **1886 kg/m³**

Contenido Óptimo de Humedad (ω_o)= **14 %**

Corte directo (Prueba ASTM D 3086)

Se dispone de muestras de suelo que pasan el tamiz N°4 (4.75mm), preparadas previamente y listas para la ejecución del ensayo.

MUESTRA N°		I	II	III	PROMEDIO
Densidad Húmeda	(kg/m ³):	2089.44	2092.50	2086.25	2089.40
Densidad Seca	(kg/m ³):	1825.17	1828.76	1822.86	1825.60
Humedad	(%):	14.48	14.42	14.45	14.45
Esfuerzo Normal		σ (kg/cm ²)	0.585	1.190	2.381
Esfuerzo Cortante		τ_c (kg/cm ²)	0.947	1.530	2.902



Angulo de Fricción Interna	$\Phi(^{\circ})$	47.66
Cohesión	C(kg/cm ²)	0.27

MUESTRA: Suelo de la segunda excavación a una profundidad de dos metros.

Clasificación (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos- Prueba ASTM D 2487)

%GRAVA(retenido tamiz #4)	7.64 %
%ARENA(para tamiz #4 y retenido tamiz #200)	42.06 %
%FINOS (Pasa el tamiz #200)	50.30 %

- Sistema de clasificación SUCS
 Símbolo de Grupo: **MH**
 Nombre de Grupo: **Limo elástico arenoso.**
 - Sistema de clasificación AASHTO
2. Nombre del suelo: **A 7-5(9)**

Humedad Natural (Prueba ASTM D 2216)

Se dispone de muestras de suelo en el momento de la excavación que pasan el tamiz N°4(4.75mm).

Humedad natural: **22.38 %**

Límite Líquido, Límite de Plástico, y el Índice de Plasticidad (Prueba ASTM D 4318)

Se dispone de muestras de suelo que pasan el tamiz N°40(0.425mm), preparadas previamente y listas para la ejecución del ensayo.

Límite líquido: **55.87 %**
 Límite plástico: **33.40 %**
 Índice de plasticidad: **22.47 %**

Peso Específico Relativo (Prueba ASTM D 854)



Se dispone de muestras de suelo que pasan el tamiz N°4 (4.75mm), preparadas previamente y listas para la ejecución del ensayo.

Gravedad Específica ($S_s=G_s$)= **627 kg/m³**

Proctor estándar (Prueba ASTM D 698)

Se dispone de muestras de suelo que pasan el tamiz N°4 (4.75mm), preparadas previamente y listas para la ejecución del ensayo.

Peso Unitario Máximo del Suelo Seco
(Y_d máx)= **1354 kg/m³**

Contenido Óptimo de Humedad (ω_o)= **30 %**

Corte directo (Prueba ASTM D 3086)

Se dispone de muestras de suelo que pasan el tamiz N°4 (4.75mm), preparadas previamente y listas para la ejecución del ensayo.

MUESTRA N°		I	II	III	PROMEDIO
Densidad Húmeda	(kg/m ³):	1729.17	1729.17	1729.17	1729.17
Densidad Seca	(kg/m ³):	1326.68	1327.18	1326.99	1326.95
Humedad	(%):	30.34	30.29	30.31	30.31
<hr/>					
Esfuerzo Normal	σ (kg/cm ²)	0.617	1.307	2.614	
Esfuerzo Cortante	τ_c (kg/cm ²)	0.649	1.065	1.876	
<hr/>					
Angulo de Fricción Interna	$\Phi(^{\circ})$		31.60		
Cohesión	C(kg/cm ²)		0.27		

En el Anexo se muestran fotografías de las calicatas y del material extraído.

2.7. ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS

La capacidad de carga ha sido evaluada utilizando un valor de cohesión de 0 kg/cm² y $\phi=35^\circ$. Se aplicó el criterio propuesto por Brich-Hansen válida para cimentaciones superficiales, tomando como profundidad de cimentación 0.75 metros; en la Tabla N° 2 y Tabla N° 3 se presenta el valor de capacidad de tanto para el bloque 1 y 2 respectivamente, la que se analizó para la carga que actúa en el punto medio de la base de la zapata, dicho análisis se realizó para cada una de las zapatas existentes en el proyecto.

La capacidad de carga promedio para el tanto para el BLOQUE 1 como para el BLOQUE 2 es de 3.3 kg/cm² con una desviación estándar de 0.17, aproximadamente el 50% de los valores se aproximan a la media se puede observar en el Gráfico N° 5.

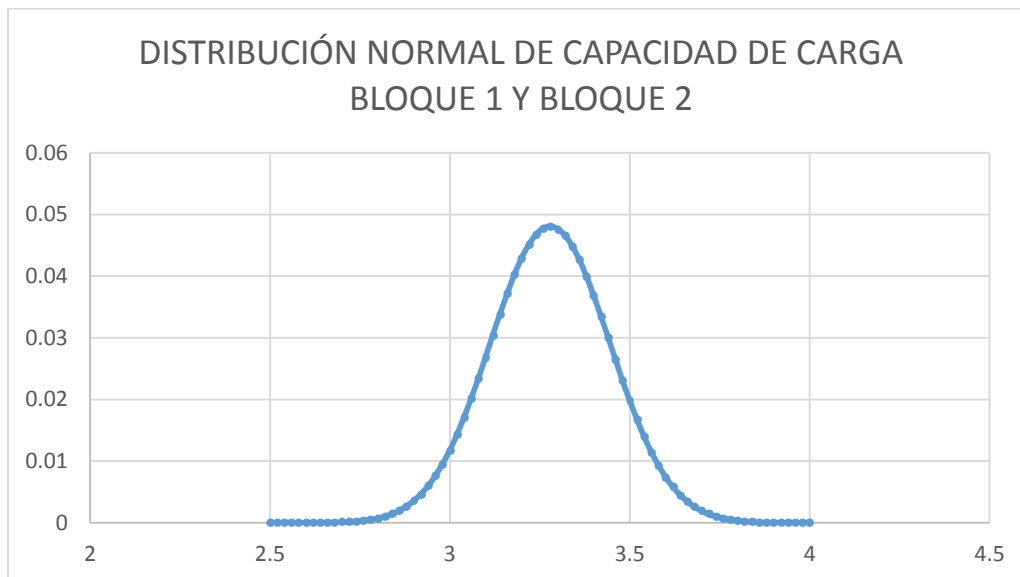


Gráfico N° 5: Distribución de la capacidad de carga para el BLOQUE 1.

Se proponen zapatas cuadradas de dimensiones entre 1 y 3m para el cálculo de los asentamientos diferenciales esperados para cada cimentación analizada serán menores a 1 cm y a su vez estos serán menores a 5mm utilizando una zapata adecuada, el valor del módulo de elasticidad del suelo utilizado es de 150 MPa que es igual a 15 290 520 kg/m² y un valor del Coeficiente de Poisson de 0.3; valores que se presentan en la Tabla N°4 y Tabla N°5, muestran los asentamientos para cada una de las dimensiones propuestas.

2.8. OBSERVACIONES IN-SITU

Una vez realizado la limpieza de la capa vegetal se puede observar el tipo de terreno sobre el cual se construirá las edificaciones. Se observa que al aumentar la profundidad se volvía más difícil la excavación, esto debido a la presencia de cantos que se hacen mayores al aumentar la profundidad. Se llegó a una profundidad de excavación de 1,5m en la cual se encontró cantos hasta de aproximadamente 40cm de diámetro promedio. A partir de esta profundidad si se desea profundizar más se deberá utilizar métodos de excavación mecánicos.

Calicata 1: La excavación se volvió difícil ya que se encontró cantos hasta 40 cm de diámetro; se observa una capa vegetal de 25cm, seguido de un capa de relleno de 75cm y finalmente grava mal graduada con arena con una potencia de 1m, se observa en el Gráfico N° 7:

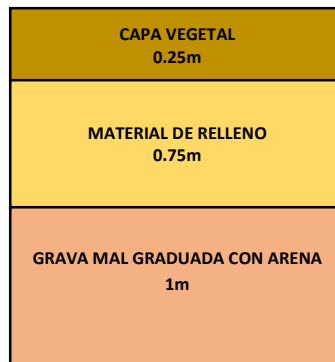


Gráfico N° 7: Representación de la calicata #1.

Calicata 2: Se observa una capa vegetal de 0.20m, seguido de una capa de relleno de 1.10m y finalmente limo elástico arenoso con una potencia de 0.70m, se observa en el Gráfico N° 8:

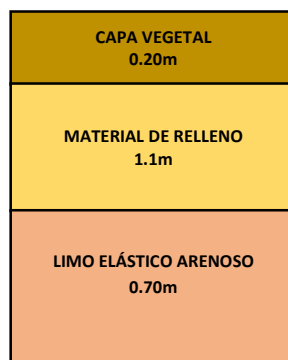


Gráfico N° 8: Representación de la calicata #2.



2.9. PROPIEDADES DEL SUELO OBTENIDAS MEDIANTE TABLAS.

Las propiedades del suelo que se obtuvieron mediante el uso de tablas se detallan en la Tabla N° 6.

	CALICATA #1	CALICATA #2
TIPO DE SUELO ASSTHO	Grava mal graduada con arena	Limo elástico arenoso
COEFICIENTE DE EXPANSIÓN	Inicial=1.1 , Residual=0.01 a 0.05	Inicial=1.1 , Residual=0.01 a 0.05
COHESIÓN (kg/cm²)	0.25	0.02
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (ϕ)	40	30
PEO ESPECÍFICO (kg/cm²)	2250	2028
MÓDULO D POISSON (U)	0.15	0.3 - 0.35
CARGA PERMISIBLE SOBRE EL SUELO (kg/cm²)	6	2
ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	29 - 31	17 - 19

Tabla N° 6: Propiedades del suelo obtenidos mediante tablas

2.10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: OBSERVACIONES IN SITU

Los resultados de la Calicata #2 son descartados, ya que el material encontrado no corresponde a la formación en la que realizará la cimentación de la obra, para estudios posteriores se recomienda profundizar la calicata para realizar el estudio y los ensayos de laboratorio.

2.11. ANALISIS DE RESULTADOS DE LA MEMORIA TECNICA

De los trabajos de perforación realizados en campo, ensayos de laboratorio y trabajos de oficina, se establecen las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- De los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio, el material se denomina como un depósito fluvio-glaciario, el suelo se clasifica como gravas mal graduada.

- Los asentamientos se encuentran dentro de los permisibles siendo todos menores a 1 cm si se escoge la geometría adecuada para cada una de las diferentes cargas.
- La capacidad de carga admisible para el suelo que soporta la zapata en promedio es de 3.3 kg/cm² con una desviación estándar de 0.17, estos valores que se obtienen al analizar los datos en conjunto tanto del BLOQUE 1 como del BLOQUE 2.

ANEXOS

FOTOGRAFÍAS



Fotografía N° 1: Calicata #1



Fotografía N° 2: Material extraído de la calicata #1



Fotografía N° 3: Calicata #2



CAPACIDAD DE CARGA:

BLOQUE 1					FACTORES													RESULTADO		
Cargas que actuan en el punto medio de la base		Carga	Geometría		Factores de capacidad de carga:			Factores de resistencia al corte sobre el plano de apoyo:			Factores de inclinación de carga:					Factores de forma de la cimentación:			Capacidad de carga	Capacidad de carga admisible
N(Kg)	N(Kn)	q(kN/m2)	B*(m)	L*(m)	Nq	Nc	NY	fdq	fdc	fdY	tan B	tan L	fiq	fic	fiY	fsq	fsc	fsY	q vh (Kn/m2)	q vh_adm (kg/cm2)
-107944	1059	8.90	1.63	2.44	33.30	46.12	45.23	1.11	1.13	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	836.54	2.81
-121624	1193	8.90	1.71	2.56	33.30	46.12	45.23	1.11	1.12	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	852.41	2.87
-130656	1282	8.90	1.76	2.64	33.30	46.12	45.23	1.10	1.12	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	862.35	2.90
-140691	1380	8.90	1.82	2.72	33.30	46.12	45.23	1.10	1.11	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	872.96	2.94
-142405	1397	8.90	1.83	2.74	33.30	46.12	45.23	1.10	1.11	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	874.73	2.94
-150538	1477	8.90	1.87	2.80	33.30	46.12	45.23	1.10	1.11	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	882.97	2.97
-161224	1582	8.90	1.92	2.88	33.30	46.12	45.23	1.09	1.11	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	893.42	3.01
-174214	1709	8.90	1.98	2.98	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	905.61	3.05
-192756	1891	8.90	2.07	3.10	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	922.13	3.10
-178472	1751	8.90	2.00	3.01	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	909.49	3.06
-212321	2083	8.90	2.15	3.23	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	938.59	3.16
-213686	2096	8.90	2.16	3.24	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	939.71	3.16
-214234	2102	8.90	2.16	3.24	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	940.15	3.16
-217561	2134	8.90	2.17	3.26	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	942.85	3.17
-249880	2451	8.90	2.30	3.45	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	967.86	3.26
-286309	2809	8.90	2.85	2.85	33.30	46.12	45.23	1.07	1.07	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1079.59	3.64
-145852	1431	8.90	2.16	2.16	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	959.64	3.23
-146511	1437	8.90	2.16	2.16	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	960.33	3.23
-147064	1443	8.90	2.17	2.17	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	960.91	3.23
-147557	1448	8.90	2.17	2.17	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	961.43	3.24
-147680	1449	8.90	2.17	2.17	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	961.56	3.24
-163699	1606	8.90	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	977.80	3.29
-172178	1689	8.90	2.31	2.31	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	986.04	3.32
-172580	1693	8.90	2.32	2.32	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	986.42	3.32
-172678	1694	8.90	2.32	2.32	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	986.51	3.32
-173051	1698	8.90	2.32	2.32	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	986.87	3.32
-174524	1712	8.90	2.33	2.33	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	988.27	3.33
-175490	1722	8.90	2.33	2.33	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	989.19	3.33
-176170	1728	8.90	2.34	2.34	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	989.83	3.33
-176631	1733	8.90	2.34	2.34	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	990.27	3.33
-176642	1733	8.90	2.34	2.34	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	990.28	3.33
-178455	1751	8.90	2.35	2.35	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	991.99	3.34
-178571	1752	8.90	2.35	2.35	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	992.10	3.34
-179849	1764	8.90	2.36	2.36	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	993.29	3.34
-179932	1765	8.90	2.36	2.36	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	993.37	3.35
-182190	1787	8.90	2.37	2.37	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	995.47	3.35
-182333	1789	8.90	2.37	2.37	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	995.60	3.35
-184696	1812	8.90	2.38	2.38	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	997.79	3.36
-184877	1814	8.90	2.38	2.38	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	997.95	3.36
-184938	1814	8.90	2.38	2.38	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	998.01	3.36
-185965	1824	8.90	2.39	2.39	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	998.95	3.36
-186142	1826	8.90	2.39	2.39	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	999.12	3.36



-187361	1838	8.90	2.40	2.40	33.30	46.12	45.23	1.08	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1000.23	3.37
-187715	1841	8.90	2.40	2.40	33.30	46.12	45.23	1.08	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1000.55	3.37
-188309	1847	8.90	2.40	2.40	33.30	46.12	45.23	1.08	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1001.09	3.37
-189194	1856	8.90	2.41	2.41	33.30	46.12	45.23	1.08	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1001.90	3.37
-220760	2166	8.90	2.56	2.56	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1029.28	3.47
-220784	2166	8.90	2.56	2.56	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1029.30	3.47
-220809	2166	8.90	2.56	2.56	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1029.33	3.47
-220833	2166	8.90	2.57	2.57	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1029.35	3.47
-220978	2168	8.90	2.57	2.57	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1029.47	3.47
-221003	2168	8.90	2.57	2.57	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1029.49	3.47
-223056	2188	8.90	2.58	2.58	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1031.19	3.47
-223084	2188	8.90	2.58	2.58	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1031.21	3.47
-223208	2190	8.90	2.58	2.58	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1031.31	3.47
-223239	2190	8.90	2.58	2.58	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1031.34	3.47
-224040	2198	8.90	2.58	2.58	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1032.00	3.48
-224103	2198	8.90	2.58	2.58	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1032.05	3.48
-224140	2199	8.90	2.58	2.58	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1032.08	3.48
-224167	2199	8.90	2.58	2.58	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1032.10	3.48
-224258	2200	8.90	2.58	2.58	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1032.18	3.48
-224339	2201	8.90	2.58	2.58	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1032.24	3.48
-226338	2220	8.90	2.59	2.59	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1033.88	3.48
-226368	2221	8.90	2.59	2.59	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1033.91	3.48
-226462	2222	8.90	2.59	2.59	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1033.98	3.48
-226563	2223	8.90	2.59	2.59	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1034.07	3.48
-228024	2237	8.90	2.60	2.60	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1035.26	3.49
-228025	2237	8.90	2.60	2.60	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1035.26	3.49
-231041	2267	8.90	2.61	2.61	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1037.71	3.50
-231304	2269	8.90	2.61	2.61	33.30	46.12	45.23	1.07	1.08	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1037.92	3.50



BLOQUE 2					FACTORES													RESULTADO		
Cargas que actuan en el punto medio de la base		Carga	Geometría		Factores de capacidad de carga:			Factores de resistencia al corte sobre el plano de apoyo:			Factores de inclinación de carga:					Factores de forma de la cimentación:			Capacidad de carga	Capacidad de carga admisible
N(Kg)	N(Kn)	q(kN/m2)	B*(m)	L*(m)	Nq	Nc	NY	fdq	fdc	fdY	tan B	tan L	fiq	fic	fiY	fsq	fsc	fsY	q vh (Kn/m2)	q vh_adm (kg/cm2)
-90024.7	883.142307	8.9025	1.51	2.26	33.30	46.12	45.23	1.12	1.14	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	814.03	2.74
-108369.04	1063.100282	8.9025	1.63	2.44	33.30	46.12	45.23	1.11	1.13	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	837.05	2.81
-117693.96	1154.577748	8.9025	1.69	2.53	33.30	46.12	45.23	1.11	1.13	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	847.96	2.85
-127749.66	1253.224165	8.9025	1.75	2.62	33.30	46.12	45.23	1.10	1.12	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	859.20	2.89
-137750.26	1351.330051	8.9025	1.80	2.70	33.30	46.12	45.23	1.10	1.12	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	869.90	2.93
-147735.22	1449.282508	8.9025	1.85	2.78	33.30	46.12	45.23	1.10	1.11	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	880.16	2.96
-157693.64	1546.974608	8.9025	1.90	2.86	33.30	46.12	45.23	1.10	1.11	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	890.02	2.99
-167657.94	1644.724391	8.9025	1.95	2.93	33.30	46.12	45.23	1.09	1.11	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	899.53	3.03
-177193.56	1738.268824	8.9025	2.00	3.00	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	908.33	3.06
-192127.54	1884.771167	8.9025	2.07	3.10	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	921.59	3.10
-178471.82	1750.808554	8.9025	2.00	3.01	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	909.49	3.06
-212320.9	2082.868029	8.9025	2.15	3.23	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	938.59	3.16
-213685.56	2096.255344	8.9025	2.16	3.24	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	939.71	3.16
-214233.87	2101.634265	8.9025	2.16	3.24	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	940.15	3.16
-217560.77	2134.271154	8.9025	2.17	3.26	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	942.85	3.17
-249879.73	2451.320151	8.9025	2.30	3.45	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.48	1.48	0.80	967.86	3.26
-286309.42	2808.69541	8.9025	2.85	2.85	33.30	46.12	45.23	1.07	1.07	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	1079.59	3.64
-113017.3	1108.699713	8.9025	1.94	1.94	33.30	46.12	45.23	1.09	1.11	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	922.72	3.11
-117897.62	1156.575652	8.9025	1.97	1.97	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	928.55	3.12
-131858.8	1293.534828	8.9025	2.07	2.07	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	944.53	3.18
-132824.59	1303.009228	8.9025	2.08	2.08	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	945.60	3.18
-134699.93	1321.406313	8.9025	2.09	2.09	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	947.66	3.19
-136442.1	1338.497001	8.9025	2.10	2.10	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	949.57	3.20
-137564.29	1349.505685	8.9025	2.11	2.11	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	950.79	3.20
-138189.22	1355.636248	8.9025	2.11	2.11	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	951.47	3.20
-138418.43	1357.884798	8.9025	2.11	2.11	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	951.72	3.20
-138488.28	1358.570027	8.9025	2.11	2.11	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	951.79	3.20
-139942.58	1372.83671	8.9025	2.12	2.12	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	953.36	3.21
-141077.76	1383.972826	8.9025	2.13	2.13	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	954.58	3.21
-141718.79	1390.26133	8.9025	2.13	2.13	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	955.26	3.22
-141846.66	1391.515735	8.9025	2.13	2.13	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	955.40	3.22
-143210.49	1404.894907	8.9025	2.14	2.14	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	956.85	3.22
-144529.58	1417.83518	8.9025	2.15	2.15	33.30	46.12	45.23	1.09	1.10	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	958.25	3.23
-147608.88	1448.043113	8.9025	2.17	2.17	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	961.48	3.24
-148300.18	1454.824766	8.9025	2.17	2.17	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	962.20	3.24
-151967.48	1490.800979	8.9025	2.20	2.20	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	966.00	3.25
-155612.74	1526.560979	8.9025	2.22	2.22	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	969.72	3.26
-159232.13	1562.067195	8.9025	2.24	2.24	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	973.36	3.28
-162840.85	1597.468739	8.9025	2.26	2.26	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	976.95	3.29
-163988.34	1608.725615	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.08	3.29
-164008.98	1608.928094	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.10	3.29
-164104.33	1609.863477	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.20	3.29
-164196.54	1610.768057	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.29	3.29
-164205.28	1610.853797	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.30	3.29



-164212.37	1610.92335	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.30	3.29
-164219.89	1610.997121	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.31	3.29
-164225.52	1611.052351	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.32	3.29
-164230.82	1611.104344	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.32	3.29
-164231.43	1611.110328	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.32	3.29
-164239.8	1611.192438	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.33	3.29
-164246.44	1611.257576	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.34	3.29
-164256.67	1611.357933	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.35	3.29
-164297.09	1611.754453	8.9025	2.27	2.27	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	978.39	3.29
-165842.11	1626.911099	8.9025	2.28	2.28	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	979.90	3.30
-165935.76	1627.829806	8.9025	2.28	2.28	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	979.99	3.30
-166246.54	1630.878557	8.9025	2.28	2.28	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	980.30	3.30
-166773.61	1636.049114	8.9025	2.28	2.28	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	980.81	3.30
-166808.55	1636.391876	8.9025	2.28	2.28	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	980.85	3.30
-166816.85	1636.473299	8.9025	2.28	2.28	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	980.85	3.30
-166864.35	1636.939274	8.9025	2.28	2.28	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	980.90	3.30
-166899.43	1637.283408	8.9025	2.28	2.28	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	980.94	3.30
-166946.14	1637.741633	8.9025	2.29	2.29	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	980.98	3.30
-166985.44	1638.127166	8.9025	2.29	2.29	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	981.02	3.30
-167037.32	1638.636109	8.9025	2.29	2.29	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	981.07	3.30
-167055.61	1638.815534	8.9025	2.29	2.29	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	981.09	3.30
-167128.27	1639.528329	8.9025	2.29	2.29	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	981.16	3.30
-167225.28	1640.479997	8.9025	2.29	2.29	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	981.25	3.30
-167238.52	1640.609881	8.9025	2.29	2.29	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	981.27	3.30
-167343.01	1641.634928	8.9025	2.29	2.29	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	981.37	3.30
-167490.65	1643.083277	8.9025	2.29	2.29	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	981.51	3.30
-168403.87	1652.041965	8.9025	2.29	2.29	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	982.40	3.31
-168424.88	1652.248073	8.9025	2.29	2.29	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	982.42	3.31
-168475.84	1652.74779	8.9025	2.29	2.29	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	982.47	3.31
-168685.2	1654.801812	8.9025	2.29	2.29	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	982.67	3.31
-170748.7	1675.044747	8.9025	2.31	2.31	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	984.66	3.32
-171525.78	1682.667902	8.9025	2.31	2.31	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	985.41	3.32
-172007.92	1687.397695	8.9025	2.31	2.31	33.30	46.12	45.23	1.08	1.09	1.00	0	0	1.00	1.00	1.00	1.72	1.72	0.70	985.87	3.32

ASENTAMIENTOS:

BLOQUE 1	Zapata cuadrada (m)				
	1	1.5	2	2.5	3
	R				
	1.76	2.64	3.53	4.41	5.29
Cargas (kg)	Asentamiento (mm)				
107944	7.21	4.81	3.60	2.88	2.40
121624	8.12	5.42	4.06	3.25	2.71
130656	8.73	5.82	4.36	3.49	2.91
140691	9.40	6.26	4.70	3.76	3.13
142405	9.51	6.34	4.76	3.80	3.17
150538	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35
161224	10.77	7.18	5.38	4.31	3.59
174214	11.64	7.76	5.82	4.65	3.88
192756	12.87	8.58	6.44	5.15	4.29
178472	11.92	7.95	5.96	4.77	3.97
212321	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73
213686	14.27	9.51	7.14	5.71	4.76
214234	14.31	9.54	7.15	5.72	4.77
217561	14.53	9.69	7.27	5.81	4.84
249880	16.69	11.13	8.34	6.68	5.56
286309	19.12	12.75	9.56	7.65	6.37
145852	9.74	6.49	4.87	3.90	3.25
146511	9.78	6.52	4.89	3.91	3.26
147064	9.82	6.55	4.91	3.93	3.27
147557	9.85	6.57	4.93	3.94	3.28
147680	9.86	6.58	4.93	3.95	3.29
163699	10.93	7.29	5.47	4.37	3.64
172178	11.50	7.67	5.75	4.60	3.83
172580	11.53	7.68	5.76	4.61	3.84
172678	11.53	7.69	5.77	4.61	3.84
173051	11.56	7.70	5.78	4.62	3.85
174524	11.66	7.77	5.83	4.66	3.89
175490	11.72	7.81	5.86	4.69	3.91
176170	11.77	7.84	5.88	4.71	3.92
176631	11.80	7.86	5.90	4.72	3.93
176642	11.80	7.86	5.90	4.72	3.93
178455	11.92	7.95	5.96	4.77	3.97
178571	11.93	7.95	5.96	4.77	3.98
179849	12.01	8.01	6.01	4.80	4.00
179932	12.02	8.01	6.01	4.81	4.01
182190	12.17	8.11	6.08	4.87	4.06
182333	12.18	8.12	6.09	4.87	4.06
184696	12.34	8.22	6.17	4.93	4.11
184877	12.35	8.23	6.17	4.94	4.12
184938	12.35	8.23	6.18	4.94	4.12
185965	12.42	8.28	6.21	4.97	4.14
186142	12.43	8.29	6.22	4.97	4.14
187361	12.51	8.34	6.26	5.01	4.17
187715	12.54	8.36	6.27	5.01	4.18
188309	12.58	8.38	6.29	5.03	4.19
189194	12.64	8.42	6.32	5.05	4.21
220760	14.74	9.83	7.37	5.90	4.91
220784	14.75	9.83	7.37	5.90	4.92
220809	14.75	9.83	7.37	5.90	4.92
220833	14.75	9.83	7.37	5.90	4.92
220978	14.76	9.84	7.38	5.90	4.92
221003	14.76	9.84	7.38	5.90	4.92
223056	14.90	9.93	7.45	5.96	4.97
223084	14.90	9.93	7.45	5.96	4.97
223208	14.91	9.94	7.45	5.96	4.97

223239	14.91	9.94	7.45	5.96	4.97
224040	14.96	9.98	7.48	5.99	4.99
224103	14.97	9.98	7.48	5.99	4.99
224140	14.97	9.98	7.48	5.99	4.99
224167	14.97	9.98	7.49	5.99	4.99
224258	14.98	9.98	7.49	5.99	4.99
224339	14.98	9.99	7.49	5.99	4.99
226338	15.12	10.08	7.56	6.05	5.04
226368	15.12	10.08	7.56	6.05	5.04
226462	15.12	10.08	7.56	6.05	5.04
226563	15.13	10.09	7.57	6.05	5.04
228024	15.23	10.15	7.61	6.09	5.08
228025	15.23	10.15	7.61	6.09	5.08
231041	15.43	10.29	7.72	6.17	5.14
231304	15.45	10.30	7.72	6.18	5.15

Tabla N° 4: Asentamientos (mm). BLOQUE 1

BLOQUE 2	Zapata cuadrada (m)				
	1	1.5	2	2.5	3
	R				
	1.76	2.64	3.53	4.41	5.29
	Asentamiento (mm)				
90025	6.01	4.01	3.01	2.40	2.00
108369	7.24	4.83	3.62	2.90	2.41
117694	7.86	5.24	3.93	3.14	2.62
127750	8.53	5.69	4.27	3.41	2.84
137750	9.20	6.13	4.60	3.68	3.07
147735	9.87	6.58	4.93	3.95	3.29
157694	10.53	7.02	5.27	4.21	3.51
167658	11.20	7.46	5.60	4.48	3.73
177194	11.83	7.89	5.92	4.73	3.94
192128	12.83	8.55	6.42	5.13	4.28
178472	11.92	7.95	5.96	4.77	3.97
212321	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73
213686	14.27	9.51	7.14	5.71	4.76
214234	14.31	9.54	7.15	5.72	4.77
217561	14.53	9.69	7.27	5.81	4.84
249880	16.69	11.13	8.34	6.68	5.56
286309	19.12	12.75	9.56	7.65	6.37
113017	7.55	5.03	3.77	3.02	2.52
117898	7.87	5.25	3.94	3.15	2.62
131859	8.81	5.87	4.40	3.52	2.94
132825	8.87	5.91	4.44	3.55	2.96
134700	9.00	6.00	4.50	3.60	3.00
136442	9.11	6.08	4.56	3.65	3.04
137564	9.19	6.12	4.59	3.67	3.06
138189	9.23	6.15	4.61	3.69	3.08
138418	9.24	6.16	4.62	3.70	3.08
138488	9.25	6.17	4.62	3.70	3.08
139943	9.35	6.23	4.67	3.74	3.12
141078	9.42	6.28	4.71	3.77	3.14
141719	9.46	6.31	4.73	3.79	3.15
141847	9.47	6.32	4.74	3.79	3.16
143210	9.56	6.38	4.78	3.83	3.19
144530	9.65	6.44	4.83	3.86	3.22
147609	9.86	6.57	4.93	3.94	3.29
148300	9.90	6.60	4.95	3.96	3.30
151967	10.15	6.77	5.07	4.06	3.38
155613	10.39	6.93	5.20	4.16	3.46
159232	10.63	7.09	5.32	4.25	3.54
162841	10.88	7.25	5.44	4.35	3.63



163988	10.95	7.30	5.48	4.38	3.65
164009	10.95	7.30	5.48	4.38	3.65
164104	10.96	7.31	5.48	4.38	3.65
164197	10.97	7.31	5.48	4.39	3.66
164205	10.97	7.31	5.48	4.39	3.66
164212	10.97	7.31	5.48	4.39	3.66
164220	10.97	7.31	5.48	4.39	3.66
164226	10.97	7.31	5.48	4.39	3.66
164231	10.97	7.31	5.48	4.39	3.66
164231	10.97	7.31	5.48	4.39	3.66
164240	10.97	7.31	5.48	4.39	3.66
164246	10.97	7.31	5.48	4.39	3.66
164257	10.97	7.31	5.49	4.39	3.66
164297	10.97	7.32	5.49	4.39	3.66
165842	11.08	7.38	5.54	4.43	3.69
165936	11.08	7.39	5.54	4.43	3.69
166247	11.10	7.40	5.55	4.44	3.70
166774	11.14	7.43	5.57	4.46	3.71
166809	11.14	7.43	5.57	4.46	3.71
166817	11.14	7.43	5.57	4.46	3.71
166864	11.14	7.43	5.57	4.46	3.71
166899	11.15	7.43	5.57	4.46	3.72
166946	11.15	7.43	5.57	4.46	3.72
166985	11.15	7.43	5.58	4.46	3.72
167037	11.16	7.44	5.58	4.46	3.72
167056	11.16	7.44	5.58	4.46	3.72
167128	11.16	7.44	5.58	4.46	3.72
167225	11.17	7.45	5.58	4.47	3.72
167239	11.17	7.45	5.58	4.47	3.72
167343	11.18	7.45	5.59	4.47	3.73
167491	11.19	7.46	5.59	4.47	3.73

Tabla N° 5: Asentamientos (mm). BLOQUE 2

ANEXO 3: FIGURAS DE DETALLES DEL USO DEL PROGRAMA GeoStudio 2007 (SLOPE/W)

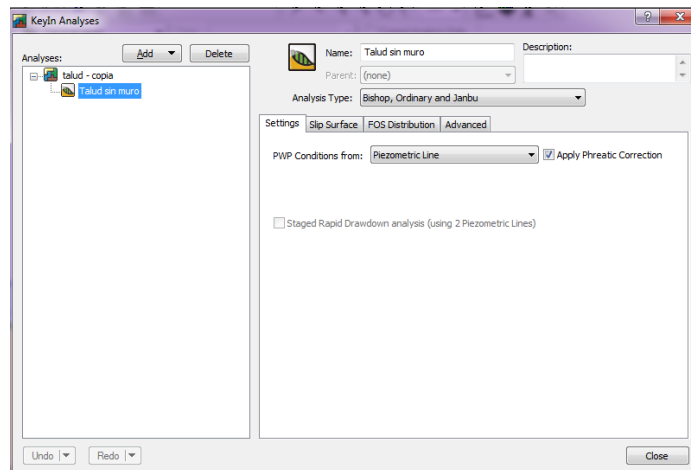


Figura 3.3.3.4.5.1 Parámetros iniciales para uso de SLOPE/W

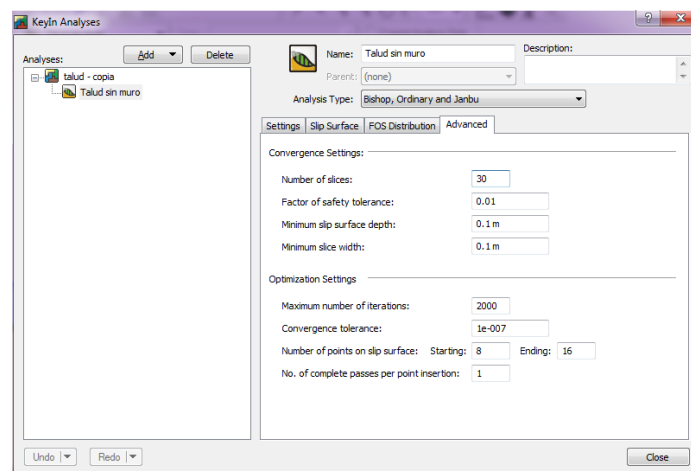


Figura 3.3.3.4.5.2 Opción de configuración Advanced de SLOPE/W

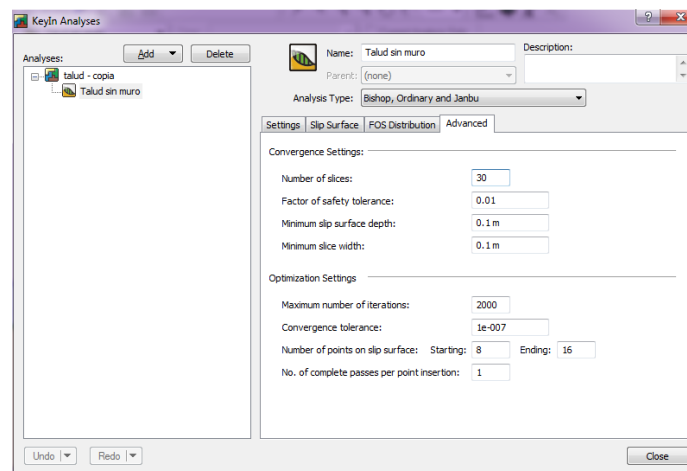


Figura 3.3.3.4.5.3 Opción de configuración Advanced de SLOPE/W

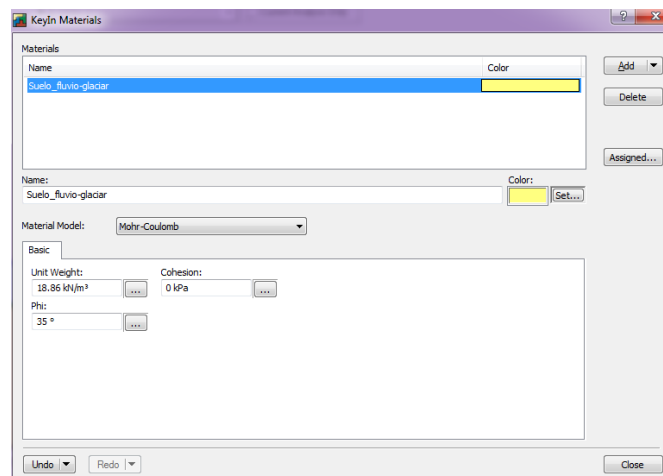


Figura 3.4.5.4 Asignación de material en SLOPE/W

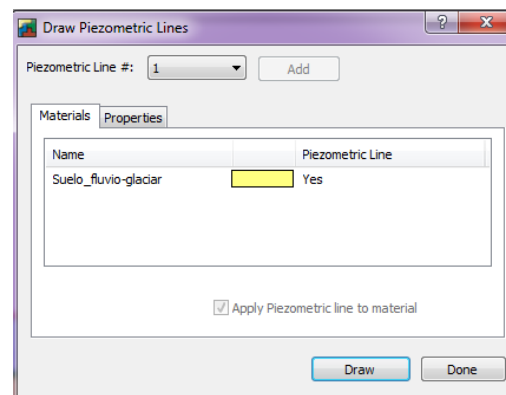


Figura 3.4.5.5 Definición de la línea piezométrica en SLOPE/W

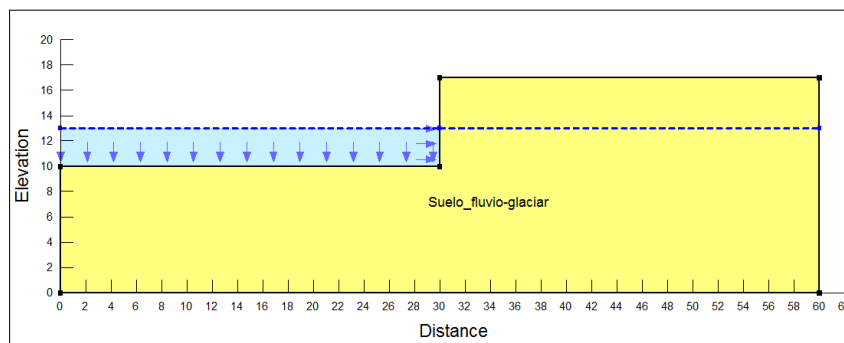


Figura 3.4.5.6 Talud de estudio definido en SLOPE/W

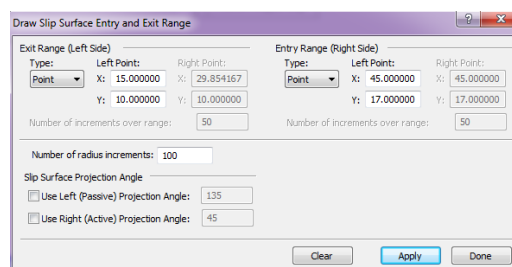


Figura 3.4.5.7 Rango de la superficie de deslizamiento

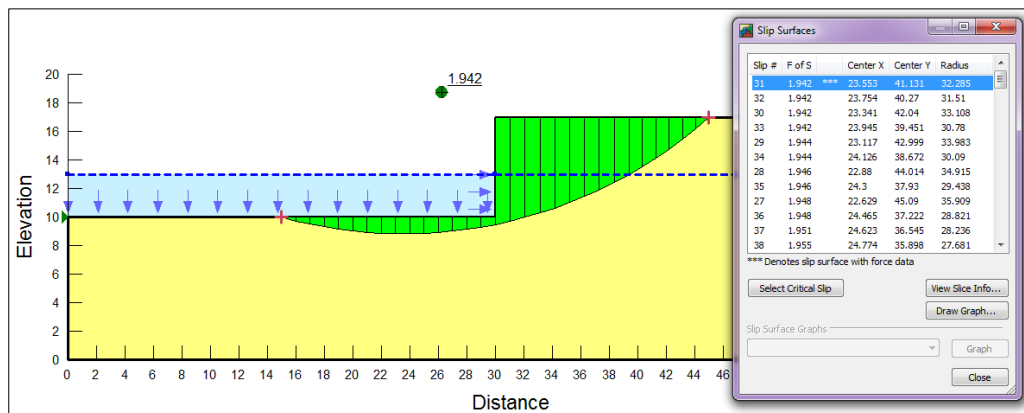


Figura 3.4.5.8 Resultado del análisis en SLOPE/W

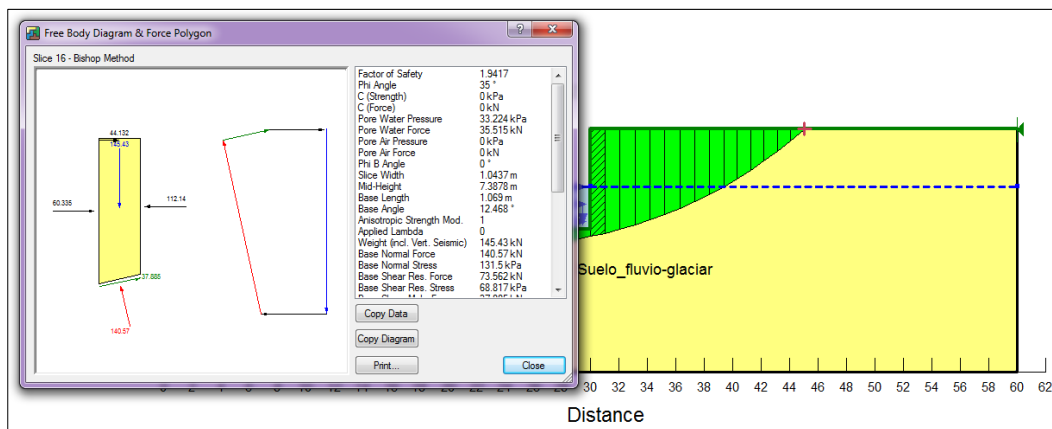


Figura 3.4.5.9 Información: Dovela 1

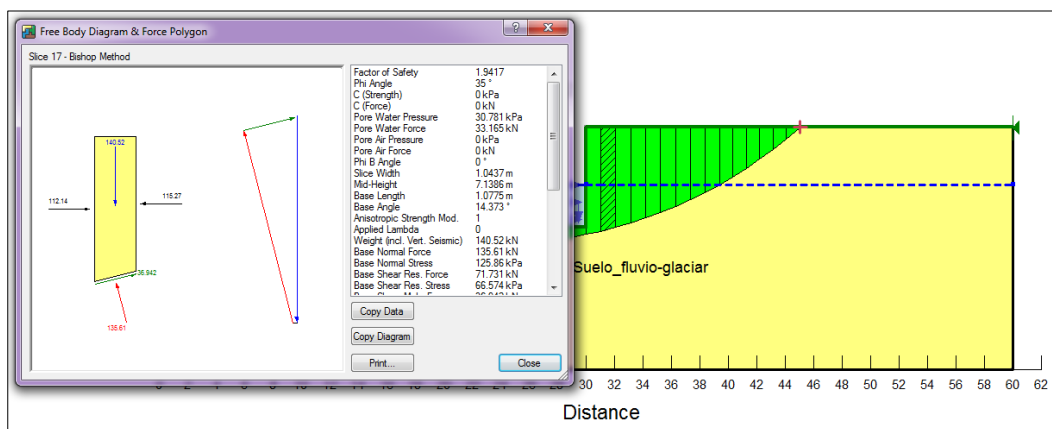


Figura 3.4.5.10 Información: Dovela 2

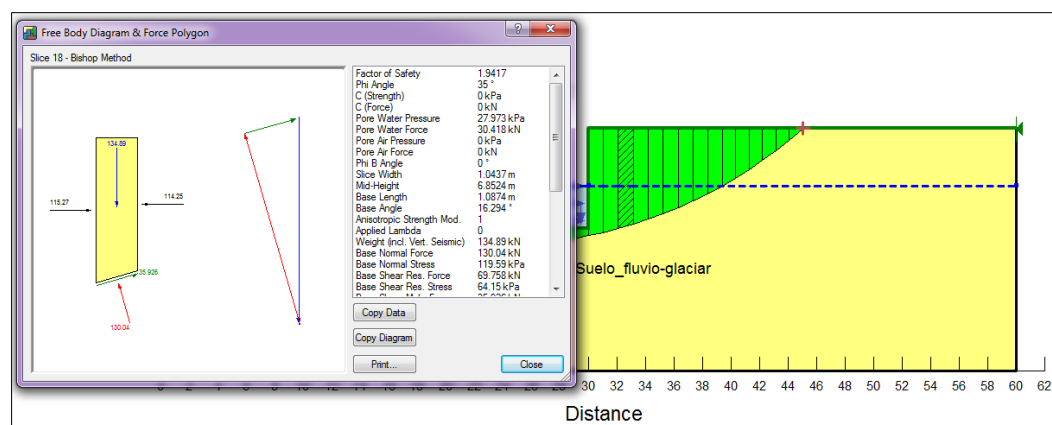


Figura 3.4.5.11 Información: Dovela 3

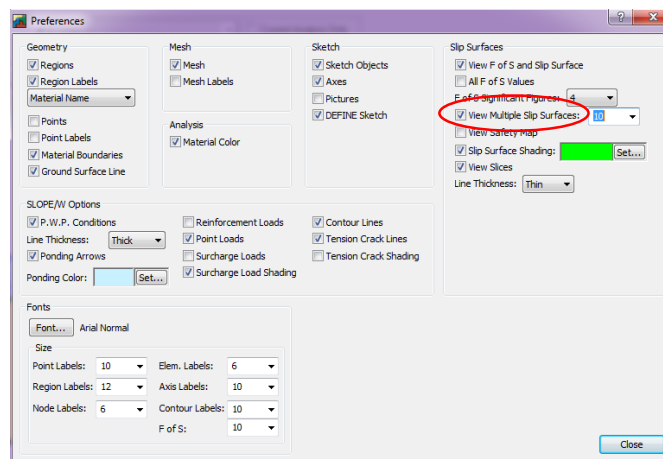


Figura 3.4.5.12 Opción para visualizar múltiples superficies de deslizamiento en SLOPE/W

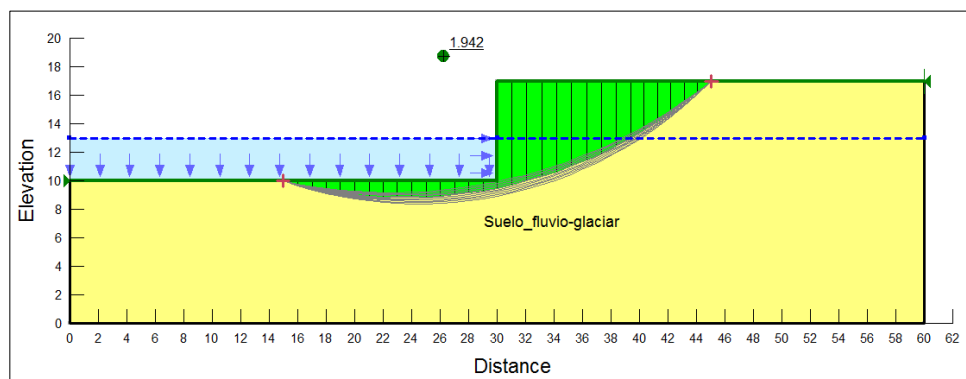


Figura 3.4.5.13 Superficies de deslizamiento del talud en estudio

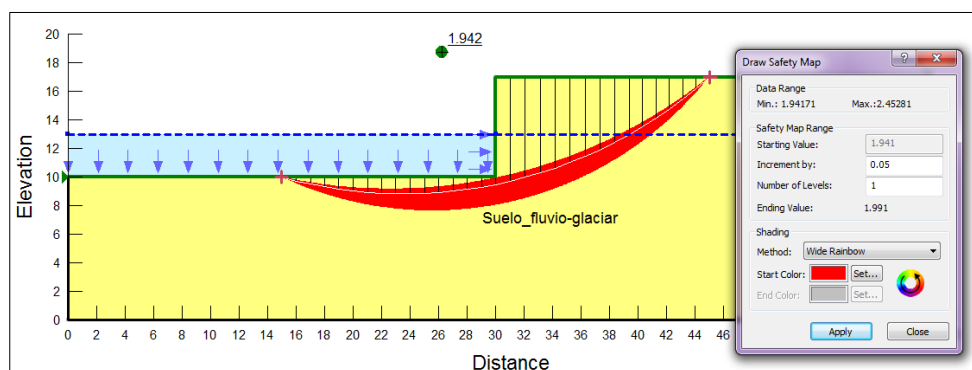


Figura 3.4.5.14

ANEXO4: DETALLE DE ZAPATAS



	Carga mayorada	Ancho de la zapata	Ancho de la columna	Canto	Canto crítico	Longitud del perímetro crítico	Cortante que actúa sobre bo	Resistencia nominal		Cortante en una dirección o por acción de una viga	Resistencia a cortante nominal		Momento flector	Área de acero	Díametro barras de acero	Barras	Espacio de las barras	Espacio libre	Espaciamiento
	P	a	c		d	bo	Vu1	Vc	ϕVc	Vu2	Vc	ϕVc	Mu	As	ϕ	#			
	kg	cm	cm	cm	cm	cm	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg-m	cm ²	mm		cm	cm	cm
B1-1	283791.7	250	50	35	30	320	186283	594890	505657	58109.8	232379	197522	4150701	36.60	18	14	25.2	216.8	18.5
B1-2	346955.8	270	50	35	30	320	220817	594890	505657	71724.1	250969	213324	5424136	47.83	18	18	32.4	229.6	15.3
B1-3	429464.1	300	110	35	30	560	233767	1041058	884899	64750.9	278855	237027	4495209	39.64	18	15	27.0	265.0	20.7
B1-4	374819.6	250	50	35	30	320	186283	594890	505657	58109.8	232379	197522	4150701	36.60	18	14	25.2	216.8	18.5
	374819.6	350	110	35	30	560	341686	1041058	884899	104598	325331	276531	8367813	73.79	18	28	50.4	291.6	12.6
B2-1	258011.9	250	50	35	30	320	186283	594890	505657	58109.8	232379	197522	4150701	36.60	18	14	25.2	216.8	18.5
B2-2	429464.1	300	110	35	30	560	233767	1041058	884899	64750.9	278855	237027	4495209	39.64	18	15	27.0	265.0	20.7
B2-3	374819.6	250	50	35	30	320	186283	594890	505657	58109.8	232379	197522	4150701	36.60	18	14	25.2	216.8	18.5
	374819.6	350	110	35	30	560	341686	1041058	884899	104598	325331	276531	8367813	73.79	18	28	50.4	291.6	12.6

ANEXO 5: PLANOS ESTRUCTURALES



BIBLIOGRAFÍA:

Alcón, Manuel Lloréns. Procedimientos Especiales de Cimentaciones. Cimentaciones superficiales: Zapatas. 2011.

American Society of Civil Engineers. Minimum design loads for buildings and other structures. Reston, Virginia: ASCE, 2010.

Coduto, Donald P. Foundation Design: principles and practices. Second. Pomona, California: Prentice Hall, 2001.

Comité ACI 318S. Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2008.

COMITÉ EJECUTIVO DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. «Norma Ecuatoriana de la Construcción.» NEC-11. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción, 6 de Abril de 2011.

Das, Braja M. Fundamentos de ingeniería geotécnica. Sacramento: Taylor & Francis, 1997.

Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras. Manual: Guía de cimentaciones en obras de carretera. Madrid: Ministerio de Fomento, 2002.

Dobry, Ricardo. Simplified methods in Soil Dynamics. Troy, New York, 2012.

Freire Tellado, Manuel J. Precisiones para el empleo del método del módulo de balasto en edificación. Vol. 51. Coruña, 1999.

Gazetas, George. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. 1. Vol. II. Troy, New York: CML Publication, 1983.

Herrera Rodriguez, Fernando. Cimentaciones superficiales. Vol. I. Madrid: Ponzano, 2011.

Kramrish, F. Handbook of concrete engineering. Segunda. Editado por Mark Fintel. New York: Van Nostrand Reinhold, 1985.

Nilson, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. Mc Graw Hill, 1999.

Ortuño, Luis. «Empujes de tierra sobre estructuras rígidas: Muros.» 2010: 18.

Proyecto PRECUPA. «Prevención de desastres naturales en la cuenca del Paute.» Geología-Geotécnica, Cuenca, 1998.

RASTER Ingeniería de Proyectos. «Diseño del puente sobre el río Tomebamba entre la Presidente Córdova y Calle Guayas.» Estudio Geológico-Geotécnico, Cuenca, 2013.

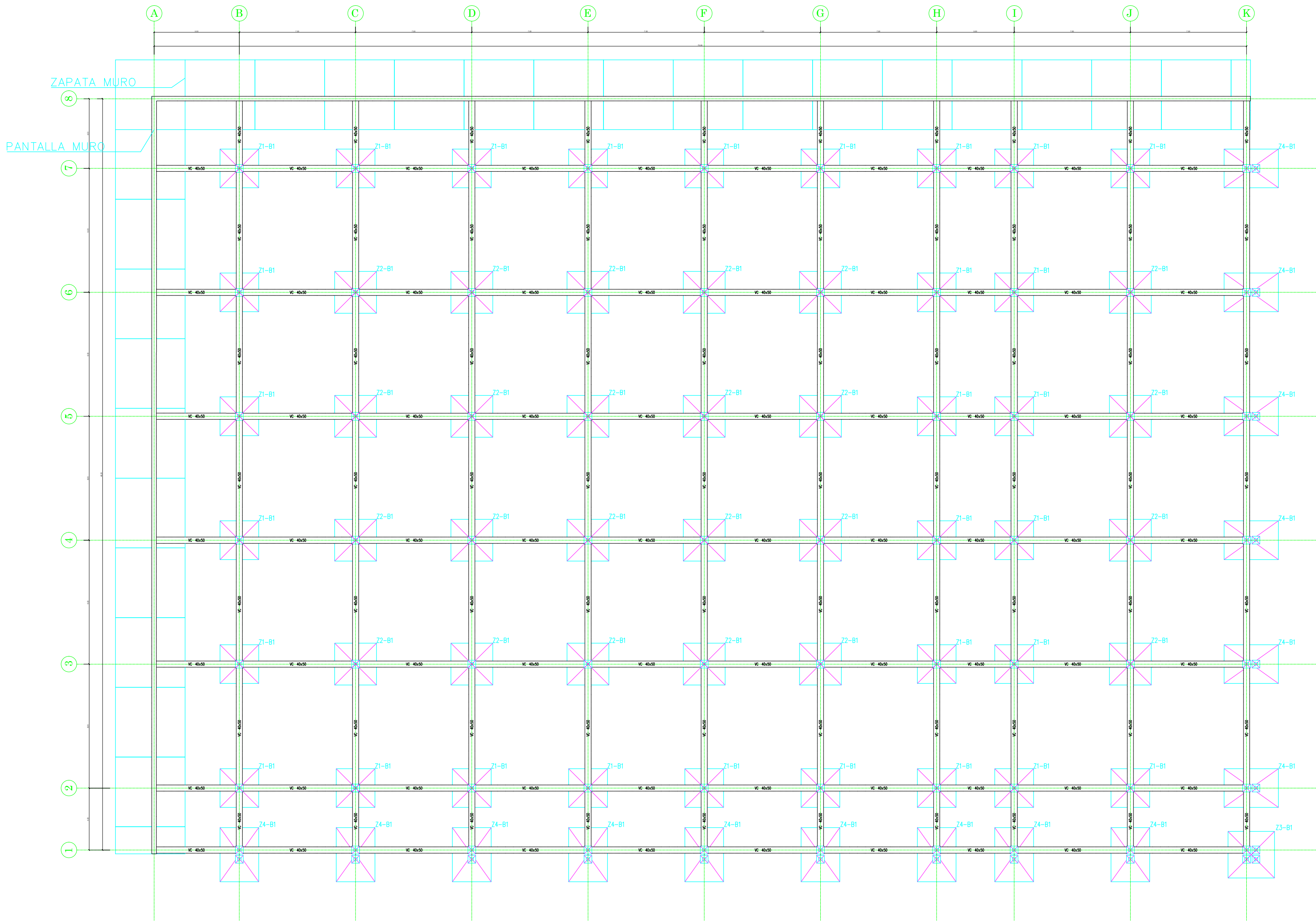
RASTER Ingeniería de Proyectos. «Proyecto Parque de la Madre.» Estudio hidrogeológico y de mecánica de suelos, Cuenca, 2011.



Romo Proaño, Marcelo. Introducción al diseño de cimentaciones de hormigón armada. Quito, 2008.

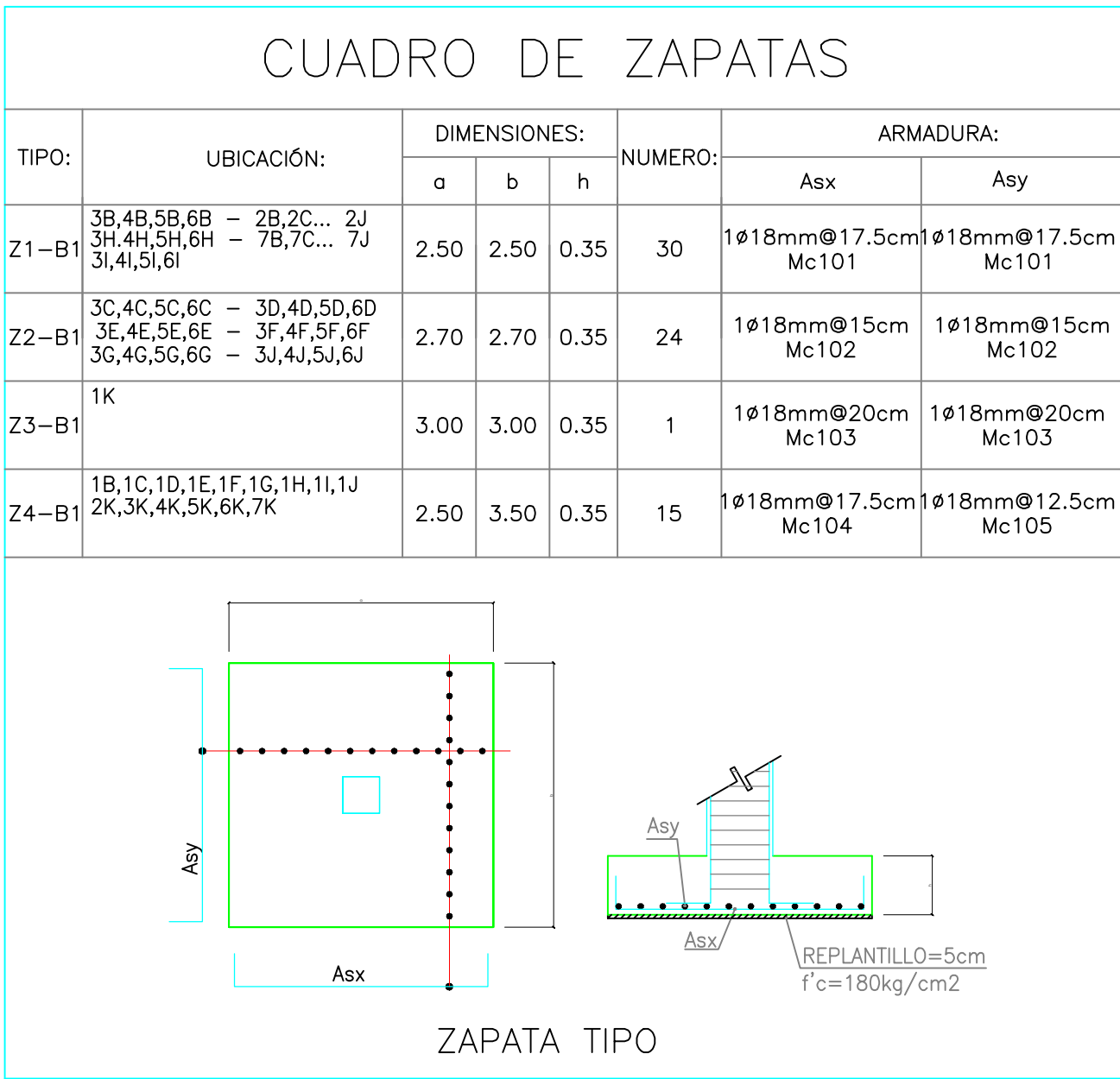
Santacruz Reyes, Karla. «Determinación de las propiedades elásticas de las formaciones Turi y Terrazas fluvioglaciares de la Ciudad de Cuenca a partir de la propiedades de su matriz.» Cuenca, 2009.

Santacruz, Karla, y Esteban Samaniego. «Homogenización computacional aplicada al estudio de suelos tipo conglomerado del austro ecuatoriano.» Editado por Revista semestral de la DIUC. MASKANA I, nº 1 (2010): 31-40.



PLANTA DE CIMENTACIÓN
ESCALA 1 - 200

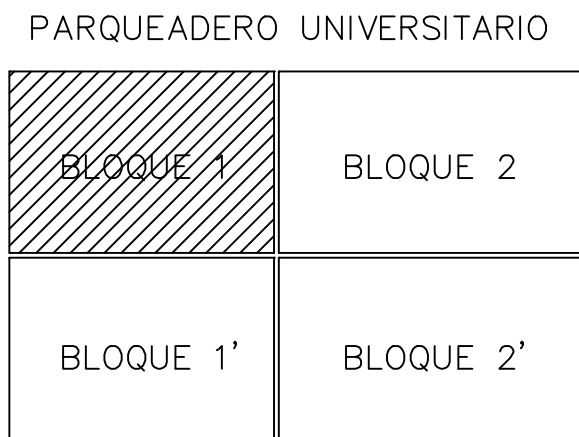
PLANTILLA DE ACEROS									
Marca (Mc)	Cantidad	Tipo	diámetro [mm]	Dimensiones [m]			Longitud [m]	long. Total [m]	Observaciones
			a	b	c				
ARMADURA ZAPATAS									
101	840	C	18	2.35	0.25		2.85	2394.0	
102	864	C	18	2.55	0.25		3.05	2635.2	
103	30	C	18	2.85	0.25		3.35	100.5	
104	210	C	18	2.35	0.25		2.85	598.5	
105	420	C	18	3.35	0.25		3.85	1617.0	
_Comprobar dimensiones en obra									
_Cantidades no incluyen desperdicios									
RESUMEN PLANILLA									
diámetro			Longitud			Peso/m		N° Varillas	Peso Total
[mm]			[m]			[kg/m]		[L=12m]	[kg]
18			7345.2			1.998		612	14672.6



RESUMEN DE MATERIALES

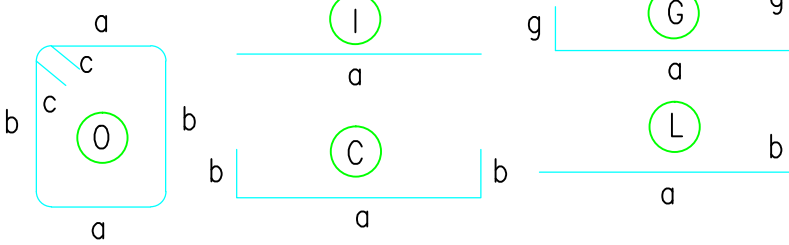
ELEMENTO	VOLUMEN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c 240 kg/cm2 [m3]
ZAPATAS	175.95
ELEMENTO	VOLUMEN DE HORMIGÓN POBRE f'c 140 kg/cm2 [m3]
REPLANTILLO	25.15
BARRAS DE ACERO CORRIGADO PARA ZAPATAS	
Diámetro [mm]	Número de Barras de 12 [m] de Longitud
18	612

UBICACIÓN



NOTA: El bloque 1' es simétrico al bloque 1 al igual que el bloque 2' lo es al bloque 2.

TIPO DE HIERROS



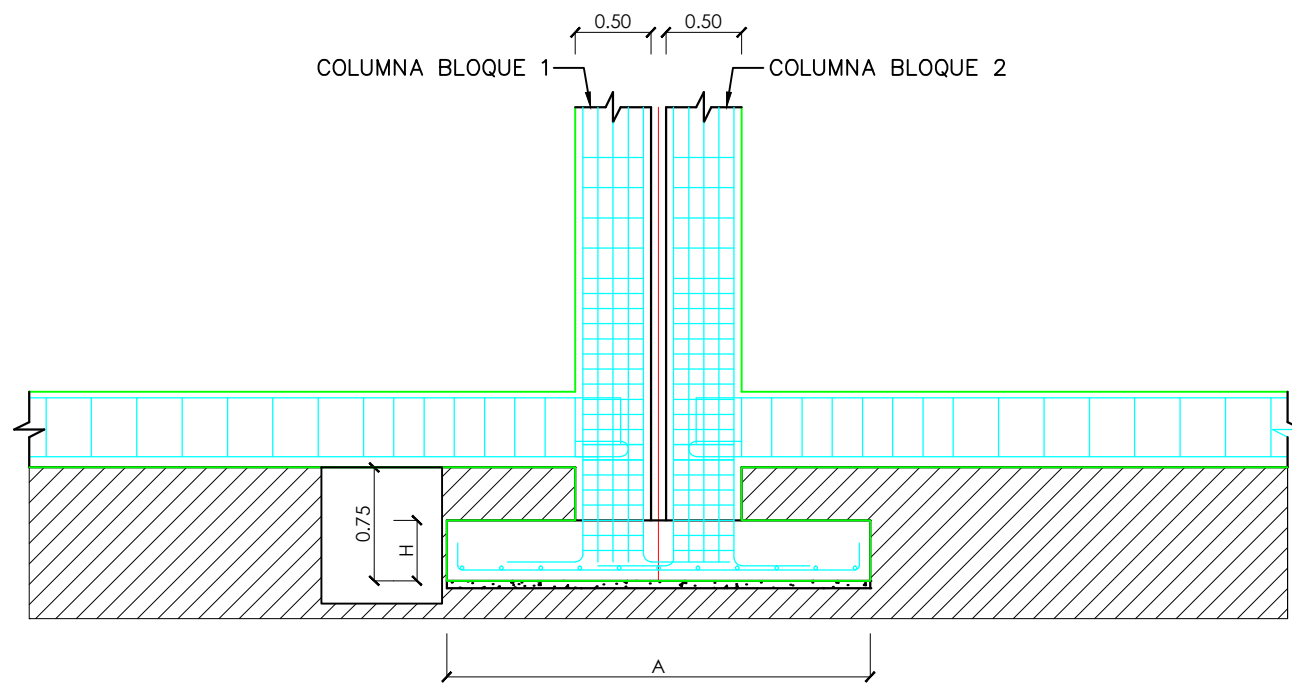
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

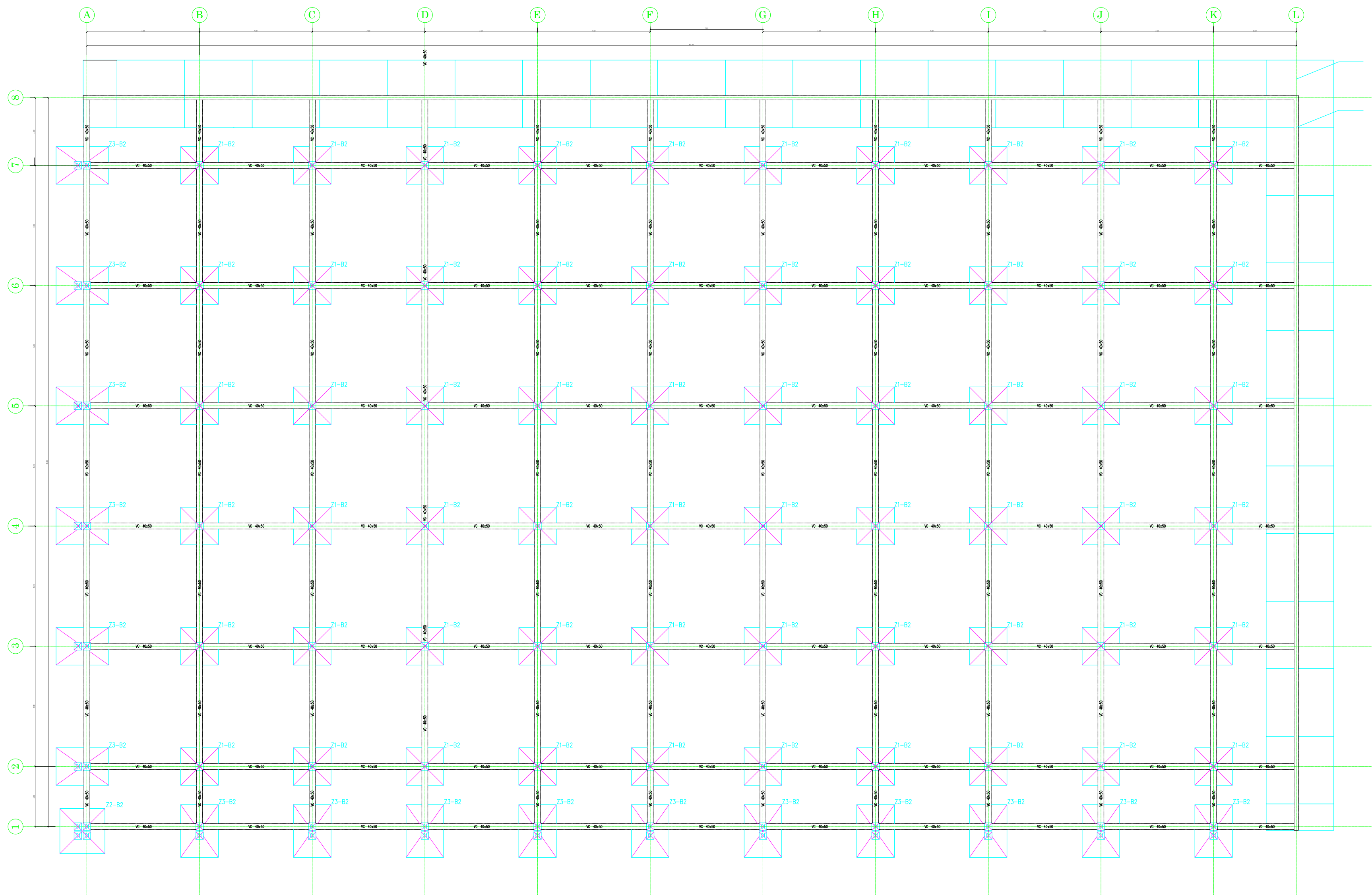
- HORMIGÓN ARMADO f'c = 240 Kg./cm2. (ESTRUCTURAS)
- HIERRO - VARILLAS CORRUGADAS fy = 4200 Kg./cm2.
- TRASLAPES MÍNIMO 50 DIÁMETROS
- RECUBRIMIENTOS 5 cm. Ø LOS ESPECIFICADOS SOBRE NIVEL DE SUELO
- RECUBRIMIENTOS 7.5 cm. Ø MÍN. 5 cm. BAJO NIVEL DEL SUELO
- HORMIGÓN f'c=140 Kg/cm2 (REPLANTILLO)

CÓDIGOS USADOS

ACL 318-11 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE NEC. 2011 CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN			
		UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS Y CIMENTACIONES: PARA LA PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA			
REVISIÓN:		DISEÑO ESTRUCTURAL Y DIBUJO:	
Ing. JORGE FERNANDO MOSCOSO F.		MARÍA BELÉN MOSCOSO Z. PAÚL XAVIER RIVADENEIRA C..	
CONTIENE:		PLANTA DE CIMENTACIÓN. DETALLE Y CUADRO DE ZAPATAS. DETALLE DE JUNTA ENTRE LOS DOS BLOQUES.	
		ESCALA: LAS INDICADAS	
		MARZO 2015	HOJA: 1/3

DETALLE JUNTA
ESCALA 1 - 50





PLANTA DE CIMENTACIÓN
ESCALA 1 : 200

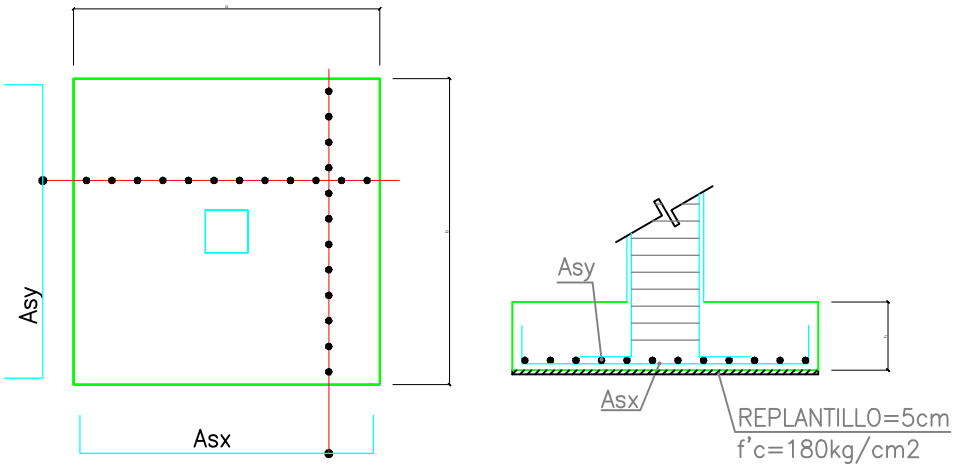
PLANTILLA DE ACEROS									
Marca (Mc)	Cantidad	Tipo	diámetro	Dimensiones [m]			Longitud	long. Total	Observaciones
			[mm]	a	b	c	[m]	[m]	
ARMADURA ZAPATAS									
101	1680	C	18	2.35	0.25		2.85	4788.0	
102	30	C	18	2.85	0.25		3.35	100.5	
103	224	C	18	2.35	0.25		2.85	638.4	
104	448	C	18	3.35	0.25		3.85	1724.8	
_Comprobar dimensiones en obra									
_Cantidades no incluyen desperdicios									
RESUMEN PLANILLA									
diámetro			Longitud			Peso/m		N° Varillas	Peso Total
[mm]			[m]			[kg/m]		[L=12m]	[kg]
18			7251.7			1.998		604	14485.9

ZAPATA MURO

PANTALLA MURO

CUADRO DE ZAPATAS

TIPO:	UBICACIÓN:	DIMENSIONES:			NUMERO:	ARMADURA:	
		a	b	h		Asx	Asy
Z1-B2	2B,3B... 7B - 2C,3C... 7C 2D,3D... 5D - 2E,3E... 7E 2F,3F... 7F - 2G,3G... 7G 2H,3H... 7H - 2I,3I... 7I 2J,3J... 7J - 2K,3K... 7K	2.50	2.50	0.35	60	1ø18mm@17.5cm Mc101	1ø18mm@17.5cm Mc101
Z2-B2	1L	3.00	3.00	0.35	1	1ø18mm@20cm Mc102	1ø18mm@20cm Mc102
Z3-B2	1B,1C,1D,1E,1F,1G,1H,1I,1J,1K 2A,3A,4A,5A,6A,7A	2.50	3.50	0.35	16	1ø18mm@17.5cm Mc103	1ø18mm@12.5cm Mc104



ZAPATA TIPO

RESUMEN MATERIALES

ELEMENTO	VOLUMEN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c 240 kg/cm2 [m3]
ZAPATAS	186.40
ELEMENTO	VOLUMEN DE HORMIGÓN POBRE f'c 140 kg/cm2 [m3]
REPLANTILLO	26.20
BARRAS DE ACERO CORRIGADO PARA ZAPATAS	
Diámetro [mm]	Número de Barras de 12 [m] de Longitud
18	604

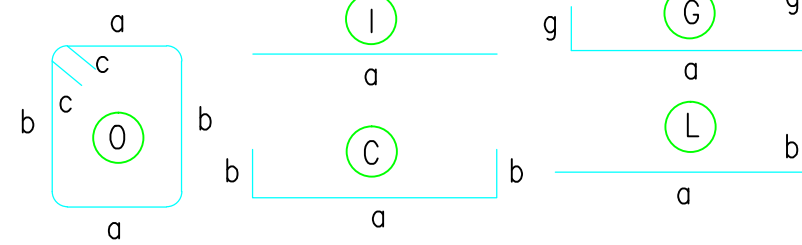
UBICACIÓN

PARQUEADERO UNIVERSITARIO

BLOQUE 1	BLOQUE 2
BLOQUE 1'	BLOQUE 2'

NOTA: El bloque 1' es simétrico al bloque 1 al igual que el bloque 2' lo es al bloque 2.

TIPO DE HIERROS



ESPECIFICACIONES TECNICAS

- 1.- HORMIGÓN ARMADO f'c = 240 Kg/cm2. (ESTRUCTURAS)
- 2.- HIERRO - VARILLAS CORRUGADAS fy = 4200 Kg/cm2.
- 3.- TRASLAPES MINIMO 50 DIAMETROS
- 4.- RECUBRIMIENTOS 5 cm. O LOS ESPECIFICADOS SOBRE NIVEL DE SUELO
- 5.- RECUBRIMIENTOS 7.5 cm. O MIN. 5 cm. BAJO NIVEL DEL SUELO
- 6.- HORMIGÓN f'c=140 Kg/cm2 (REPLANTILLO)

CODIGOS USADOS

ACI 318-11 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
NEC. 2011 CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN



UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

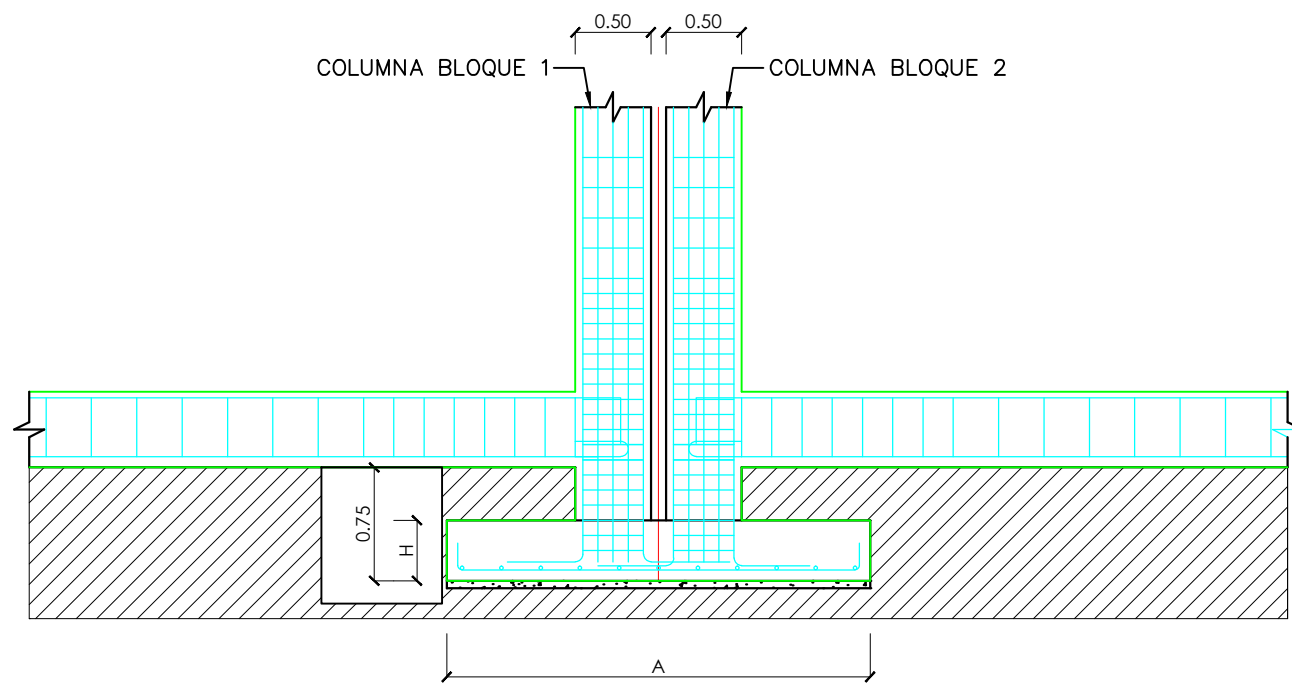
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

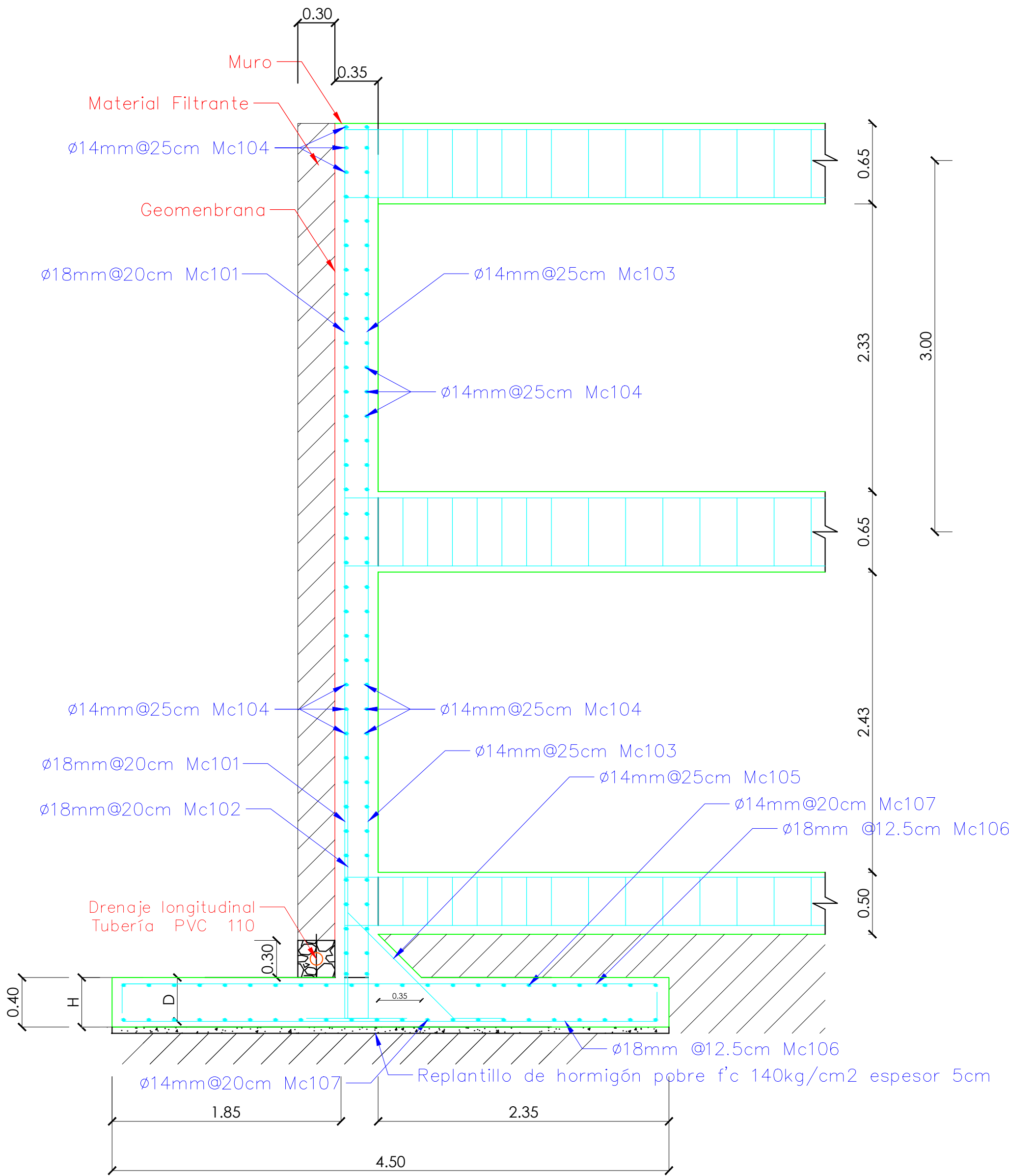
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS Y CIMENTACIONES: PARA LA PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA

REVISIÓN:	DISEÑO ESTRUCTURAL Y DIBUJO:	
Ing. JORGE FERNANDO MOSCOSO F.	MARÍA BELÉN MOSCOSO Z. PAÚL XAVIER RIVADENEIRA C..	
CONTIENE:	PLANTA DE CIMENTACIÓN. DETALLE Y CUADRO DE ZAPATAS. DETALLE DE JUNTA ENTRE LOS DOS BLOQUES.	
	MARZO 2015	HOJA: 2/3

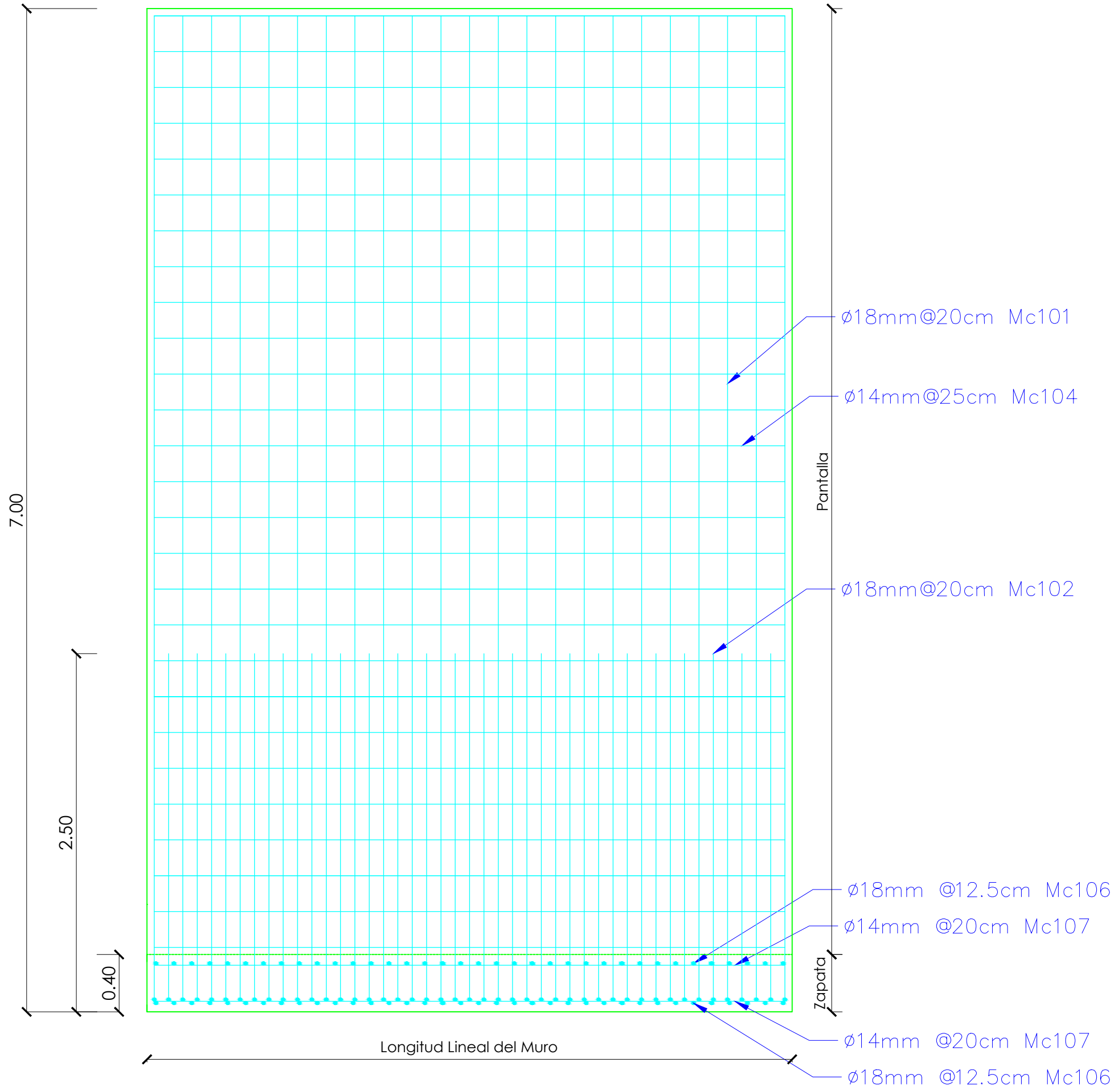
DETALLE JUNTA

ESCALA 1 - 50





MURO DE CONTENCIÓN EJE X-X
ESCALA 1 -30



MURO DE CONTENCIÓN EJE Y-Y
ESCALA 1 -30

PLANTILLA DE ACEROS/ML									
Marca	Cantidad	Tipo	diámetro	Dimensiones [m]			Longitud	long. Total	Observaciones
(Mc)			[mm]	a	b	c	[m]	[m]	
ARMADURA PANTALLA									
101	5	L	18	6.85	0.50		7.35	36.8	
102	5	L	18	2.50	0.50		3.00	15.0	
103	4	L	14	6.90	0.50		7.40	29.6	
104	52	I	14	1.00			1	52.0	
105	4	C1	14	0.90	0.40		1.7	6.8	
ARMADURA ZAPATA									
106	8	L	18	4.35	0.25		4.60	36.8	
107	8	L	18	4.35	0.25		4.60	36.8	
108	23	I	14	1.0000			1	23.0	
_Comprobar dimensiones en obra									
_Cantidades no incluyen desperdicios									
RESUMEN PLANILLA/ML									
diámetro			Longitud			Peso/m	N° Varillas	Peso Total	
[mm]			[m]			[kg/m]	[L=12m]	[kg]	
18			125.4			1.998	10.4	250.4	
14			111.4			1.208	9.28	134.6	
							TOTAL	385.0	

RESUMEN PLANILLA BLOQUE 1		Longitud Muro= 119 mts		
diámetro	Longitud	Peso/m	N° Varillas	Peso Total
[mm]	[m]	[kg/m]	[L=12m]	[kg]
18	14916.7	1.998	1243	29797.2
14	13256.6	1.208	1105	16019.5
			TOTAL	45816.7

RESUMEN PLANILLA BLOQUE 2		Longitud Muro= 129 mts		
diámetro	Longitud	Peso/m	N° Varillas	Peso Total
[mm]	[m]	[kg/m]	[L=12m]	[kg]
18	16170.2	1.998	1348	32301.2
14	14370.6	1.208	1198	17365.6
			TOTAL	49666.8

RESUMEN DE MATERIALES

BLOQUE 1	
ELEMENTO	VOLUMEN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c 240 kg/cm2 [m3]
ZAPATAS	214.20
PANTALLA	282.18

ELEMENTO	VOLUMEN DE HORMIGÓN POBRE f'c 140 kg/cm2 [m3]
REPLANTILLO	26.78

BARRAS DE ACERO CORRIGADO PARA ZAPATAS	
Diámetro [mm]	Número de Barras de 12 [m] de Longitud
18	1243
14	1105

TUBERIA PVC	
Diámetro [mm]	Número de Tubos de 6 [m] de Longitud
110	20

ELEMENTO	ÁREA DE GEOMEMBRANA [m2]
PANTALLA	785.40

BLOQUE 2	
ELEMENTO	VOLUMEN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c 240 kg/cm2 [m3]
ZAPATAS	232.20
PANTALLA	305.89

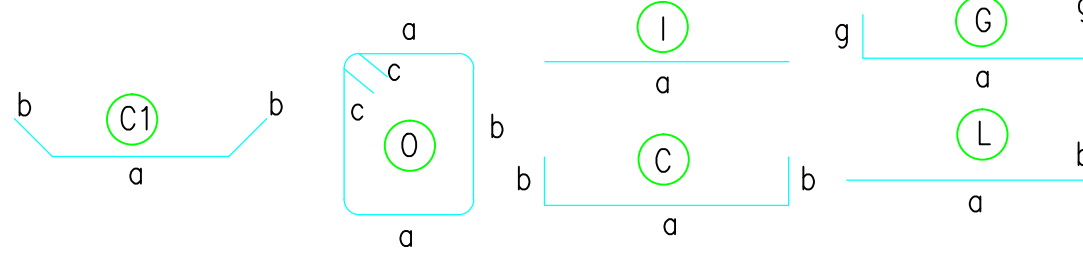
ELEMENTO	VOLUMEN DE HORMIGÓN POBRE f'c 140 kg/cm2 [m3]
REPLANTILLO	29.03

BARRAS DE ACERO CORRIGADO PARA ZAPATAS	
Diámetro [mm]	Número de Barras de 12 [m] de Longitud
18	1348
14	1198

TUBERIA PVC	
Diámetro [mm]	Número de Tubos de 6 [m] de Longitud
110	22

ELEMENTO	ÁREA DE GEOMEMBRANA [m2]
PANTALLA	851.40

TIPO DE HIERROS



ESPECIFICACIONES TECNICAS

- HORMIGÓN ARMADO f'c = 240 Kg./cm2. (ESTRUCTURAS)
- HIERRO - VARILLAS CORRIGADAS fy = 4200 Kg./cm2.
- TRASLAPES MÍNIMO 50 DIÁMETROS
- RECUBRIMIENTOS 5 cm. O LOS ESPECIFICADOS SOBRE NIVEL DE SUELO
- RECUBRIMIENTOS 7.5 cm. O MÍN. 5 cm. BAJO NIVEL DEL SUELO
- HORMIGÓN f'c=140 Kg/cm2 (REPLANTILLO)

CODIGOS USADOS

ACI. 318-11 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
NEC. 2011 CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS Y CIMENTACIONES: PARA LA PROPUESTA DEL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA

REVISIÓN:	DISEÑO ESTRUCTURAL Y DIBUJO:	
Ing. JORGE FERNANDO MOSCOSO F	MARÍA BELÉN MOSCOSO Z.	
CONTIENE:	PAÚL XAVIER RIVADENEIRA C..	
PLANTA DE CIMENTACIÓN.	ESCALA: LAS INDICADAS	
DETALLE Y CUADRO DE ZAPATAS.		
DETALLE DE JUNTA ENTRE LOS DOS BLOQUES.	MARZO 2015	HOJA: 3/3